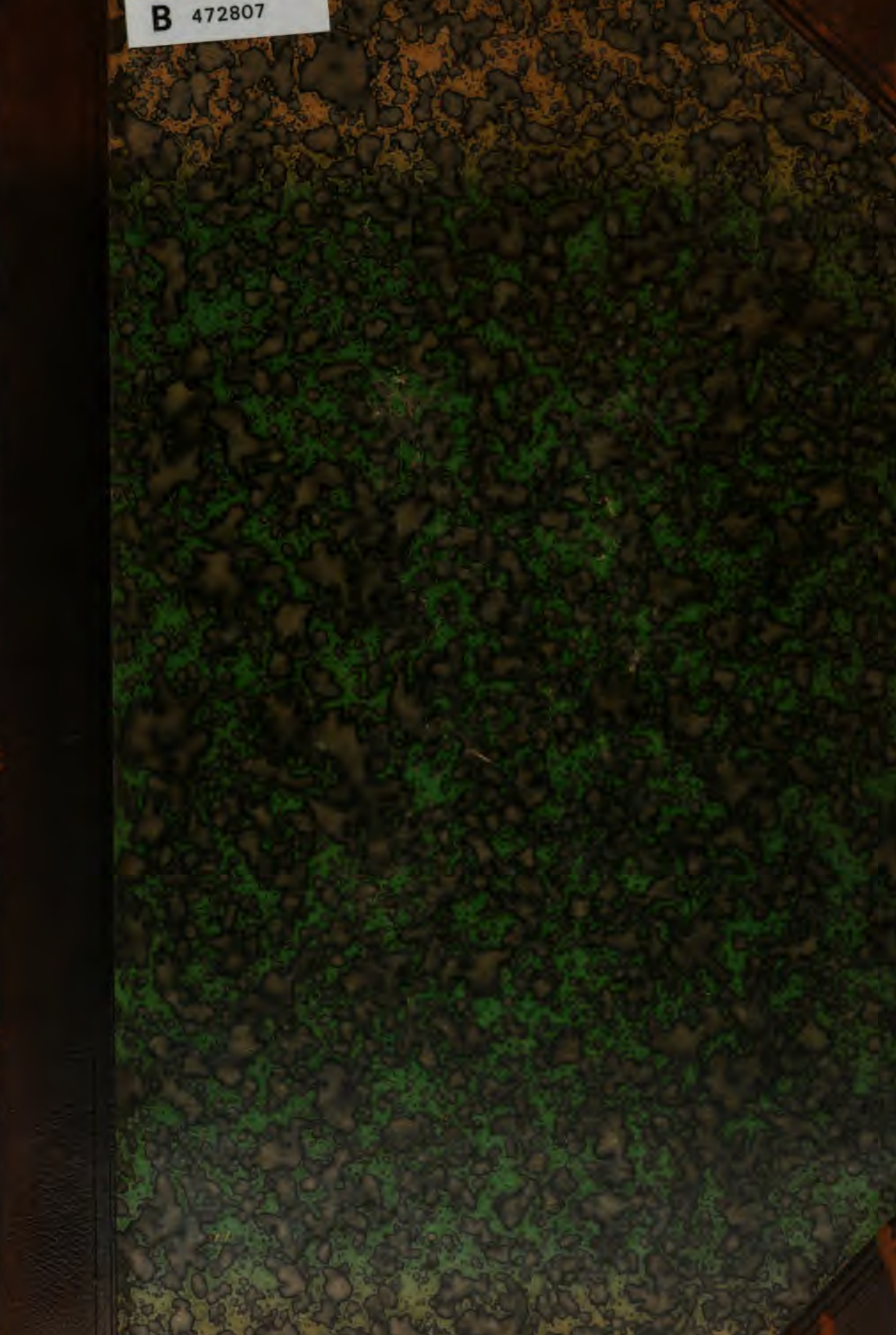
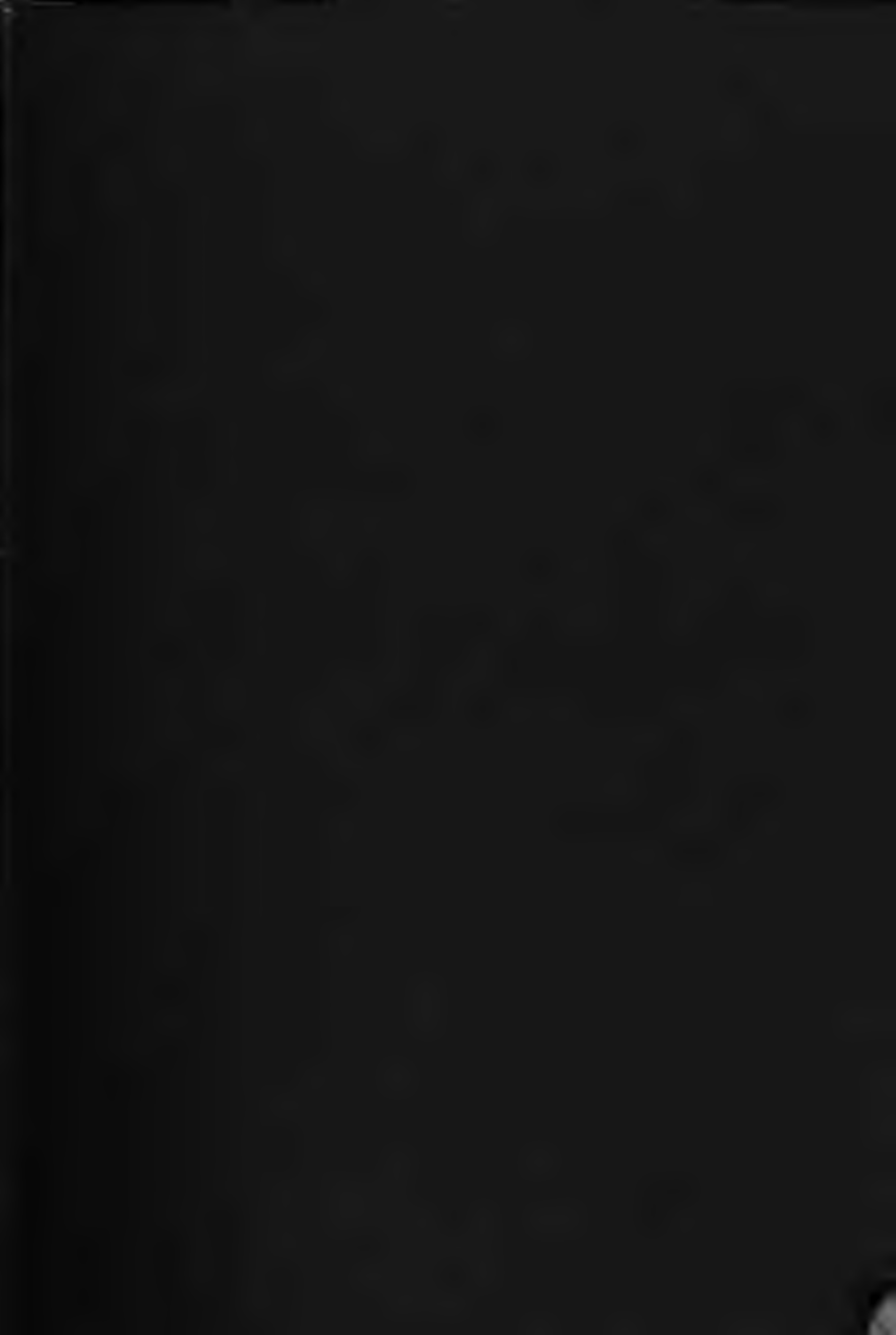

B 472807



HANDBUCH

der

Fundirungs-Methoden

im

Hochbau, Brückenbau und Wasserbau.

Zum Gebrauche für

Baubehörden, Architekten, Ingenieure, Baumeister, Bauunternehmer und technische Lehranstalten.

Herausgegeben

von

LUDWIG KLASEN,

Ingenieur und Architekt.

Mit 580 Textabbildungen.

Zweite stark vermehrte Auflage.

LEIPZIG 1895.

Baumgärtner's Buchhandlung.

Vorwort zur zweiten Auflage.

Bei Bearbeitung der zweiten Auflage dieses Buches habe ich die mir gewordenen freundlichen Mittheilungen bestens benutzt und die ausgesprochenen Wünsche nach Thunlichkeit berücksichtigt. Zunächst sind die dem Texte der ersten Auflage beigehefteten Tafeln weggelassen und die auf diesen Tafeln enthaltenen Abbildungen mit in den Text gedruckt worden, da es beim Lesen eines Buches immer unbequem ist, die zum Texte gehörenden Abbildungen erst auf den Tafeln zu suchen.

Ferner sind alle Abschnitte gänzlich umgearbeitet und die Abbildungen bedeutend vermehrt worden. Hierbei wurden alle bewährten Neuerungen möglichst berücksichtigt und deren Werth hervorgehoben. Besonders gross ist die Erweiterung des für den Praktiker wichtigsten fünften Abschnitts, der Ausführung der Fundirungen.

Von gegen 12 Druckbogen der ersten Auflage ist der Umfang durch diese Erweiterungen somit auf über 20 gestiegen; die Zahl der Textabbildungen von 166 auf 580. Dabei ist der Druck klarer ausgeführt und die Abbildungen genauer und sauberer.

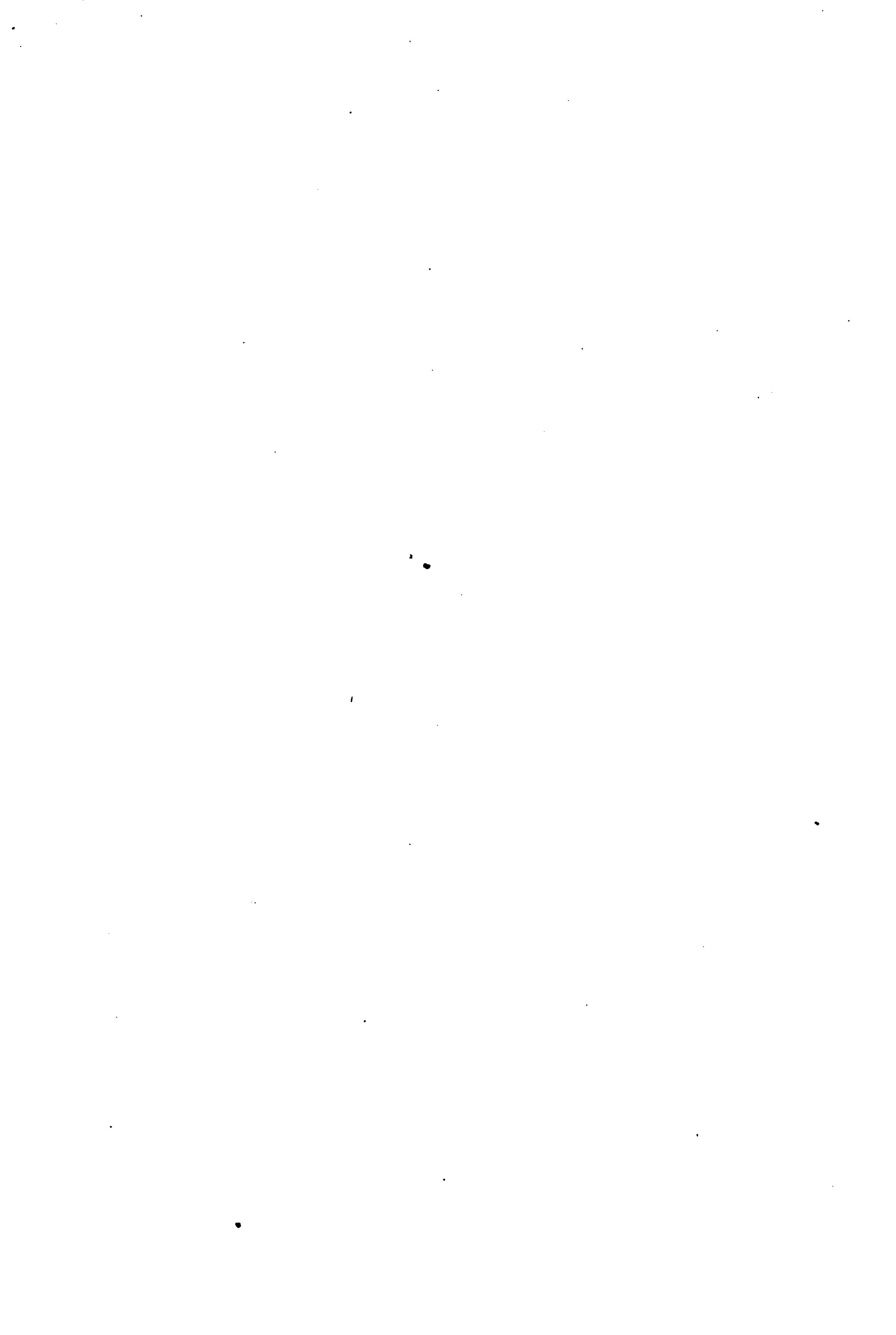
Die benutzten Quellen sind im Texte wieder überall angeführt, so dass man dieselben leicht auffinden und, wenn nöthig, weiter darin nachlesen kann. Für die Studirenden der Bau- und Ingenieurfächer, denen die Quellen leichter zugänglich sind, hat sich diese Einrichtung als sehr nützlich erwiesen.

Vielfache Zuschriften von Fachgenossen haben mir bewiesen, dass das Buch in der ersten Auflage manchen Nutzen gestiftet und viele Freunde gefunden hat. Die sorgfältige Bearbeitung der zweiten Auflage des Werkes lässt mich hoffen, dass es auch diesmal wieder eine günstige Aufnahme finden werde.

Den Fachgenossen, welche so freundlich waren, mir Mittheilungen aus der Praxis zu machen, spreche ich meinen besten Dank aus und bitte auch um ihre fernere Unterstützung.

Wien, im November 1894.

Ludwig Klasen.



Inhalt.

Erster Abschnitt.

Der Baugrund und die Tiefe der Fundamente.

Zweiter Abschnitt.

Die beim Fundiren angewendeten Maschinen und Apparate.

Dritter Abschnitt.

Kalk, Cement und Beton.

Vierter Abschnitt.

Spundwände und Fangedämme.

Fünfter Abschnitt.

Ausführung der Fundirungen.

Erster Abschnitt.

Der Baugrund und die Tiefe der Fundamente.

§ 1. Die Beschaffenheit der verschiedenen Bodenarten.

Die äussere Erdrinde besteht aus sehr verschiedenen Erd- und Gesteinschichten, welche zuweilen in annähernd parallelen Lagen übereinander gelagert sind; meistens aber streichen diese Schichten unter vielfach wechselnden Winkeln gegen den Horizont. Man unterscheidet Bodenarten die sich zusammenpressen lassen und solche die nicht zusammenpressbar sind. Andere theilen den Baugrund in guten, mittlern und schlechten. Auf genügend mächtige Schichten von gewachsenem Fels, Kies, Sand, sowie trocknem Thon und Lehm kann man unmittelbar schwere Bauwerke stellen, weshalb man diese Bodenarten zu dem guten Baugrunde zählt. Nasser Thon und Lehm, wie auch Sand mit Thon und Lehm gemischt, bilden nur einen mittelguten Baugrund, weil man denselben erst künstlich befestigen muss, bevor man die Fundamente schwerer Bauwerke darauf stellen kann. Schlechter Baugrund ist Torf, Moor, Mutterboden (Humus) und jede Art von aufgeschüttetem Boden. Jeder Baugrund, auch der schlechteste, leistet einem geringen Drucke einen entsprechenden Widerstand und giebt nur dann nach, wenn der Druck grösser wird, als die Tragfähigkeit des Bodens ist. Man kann demnach jeden schlechten Baugrund tragfähig machen, indem man den Druck des Bauwerkes durch ein Zwischenmittel auf eine genügend grosse Bodenfläche vertheilt, was durch Sandschüttungen meistens erreicht werden kann.

a. **Felsboden.** Dieser hat auch für die schwersten Bauwerke hinreichende Tragfähigkeit, wenn er in geschlossener Schicht von ca. 2—3^{m} Mächtigkeit ansteht und wenn er eine annähernd wagerechte Schichtung hat. Bevor man die Fundamente auf Felsen setzt, wird das verwitterte Gestein beseitigt und die Oberfläche wagerecht abgeglichen, was auch in Treppenform geschehen kann. Auch die am wenigsten festen Felsarten, wie Tuffstein und Trachyt, haben doch noch eine Druckfestigkeit von mindestens 50^{kg} pro 1^{qcm}. Die Fundamentsohle ist durch sorgfältige Umschüttung mit Erde gegen Frostzutritt zu sichern, falls die Felsart vom Froste zerstört wird. Eine Neigung der Felsschichten kann leicht zu Rutschungen Anlass geben, namentlich dann, wenn der Fels auf Lehm- oder Thonschichten liegt und diese durch eindringendes Tagewasser erweicht werden können. Nach Ingenieur Ballif kamen solche Rutschungen bei der Salzburg-Tiroler Bahn vor, obgleich die Rutschflächen nur einen Neigungswinkel von 4° hatten. Die auf einer undurchlässigen Thonschicht

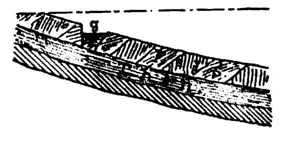


Fig. 1.

gelagerten Lehmschichten geriethen in der nassen Jahreszeit in Bewegung, denn die Lehmschicht war thalwärts durch das Bett der Salzach unterbrochen, fand also unten keinen Stützpunkt; in den trocknern Jahreszeiten kam keine Bewegung vor. Die grauenhaften Verheerungen, welche in neuester Zeit in der Schweiz und in Tirol durch Rutschungen vorkamen, sind ja allgemein bekannt geworden.

Bei Fundirungen in derartigem Rutschterrain muss man den ganzen Verlauf der Bodenschichtung untersuchen, namentlich dann, wenn die Felsschicht thalwärts, wie in Fig. 1 durch irgend einen Einschnitt unterbrochen ist, weil dann am leichtesten Rutschungen vorkommen können. Es ist auch zu untersuchen, ob in der Felsschicht Höhlungen vorkommen, was besonders im Kalkstein nicht selten ist. Finden sich solche Höhlungen nahe der Oberfläche, so kann man sie öffnen und mit Beton ausfüllen; bei tiefer liegenden Höhlungen muss man untersuchen, ob die überliegende Schicht an sich tragfähig ist, sonst muss man dieselbe durch aufgemauerte Pfeiler unterstützen.

Gefährlich für schwere Bauwerke auf Felsschichten ist die Nähe von Salinen und Bergbau-Betrieben, weil diese das Grundwasser wegziehen, wodurch leicht Höhlungen im Boden entstehen und dann ein Brechen der Felsschicht erfolgen kann. Befinden sich verlassene Stollen unter einem Bauplatze, so muss sich die Bodenuntersuchung bis in diese erstrecken und die Stollen müssen ausgewölbt oder ausgemauert werden. In Gegenden mit Bergbau-Betrieb muss man die Gebäude auch stets gut verankern.

b. **Kiesboden.** Der Kies ist meist bei heftigen Strömungen aus dem Wasser abgesetzt und daher fest gelagert, so dass eine Kiesschicht von etwa 3^m Mächtigkeit sehr gut die schwersten Bauwerke mit voller Sicherheit tragen kann, ohne dass ein merkliches Nachgeben des Bodens zu befürchten wäre, wenn nicht etwa der Kies auf andere weiche Schichten ruht, in die er bei starker Belastung vielleicht selbst versinken kann. Wichtig ist es, dass die Kiesschicht keine Lehmtheilchen enthält, welche durch Erweichung im Wasser ein nachtheiliges Setzen des Kieses bewirken könnten. Falls die Fundamentsohle im Kiesboden unter dem Grundwasser liegt, findet beim Ausschöpfen der Baugrube ein starker Wasserzudrang statt, wodurch eine geringe Auflockerung des Kieses zu befürchten ist; benutzt man aber in derartigen Fällen eine Betonschüttung zum Gründen, so ist dieser Uebelstand leicht zu vermeiden. Enthält die Kiesschicht Lehm beigemengt, so kann die Auflockerung durch das Wasserschöpfen allerdings gefährlich werden. Ist der Kies aus Gletscher-Ablagerungen hervorgegangen oder ein Verwitterungsproduct von Gesteinen an steilen Abhängen, so ist er meistens nicht sehr fest gelagert und daher auch viel weniger tragfähig, als der aus dem Wasser abgesetzte Kies.

c. **Sandschichten.** Reiner Sand in einer Schicht von etwa 3^m Mächtigkeit ist selbst dann noch ein guter Baugrund, wenn er von Wasser durchzogen ist, was meistens der Fall sein wird. Er lässt sich nur in sehr geringem Grade zusammenpressen und der auf ihn ausgeübte Druck wird nicht seitlich fortgepflanzt. Am besten ist grobkörniger scharfer Sand, indessen ist auch feinkörniger Sand unter günstigen Verhältnissen noch ein guter Baugrund. Im Falle bei Sandboden die Fundamentsohle unter dem Grundwasserstande liegt, darf man ein starkes Ausschöpfen der Baugrube nicht vornehmen, weil dadurch die Festigkeit der Ablagerung gefährdet wird. Hier ist wieder eine Betonschüttung unter Wasser sehr geeignet, die Quellen zu stopfen. Die einzelnen Körnchen des Sandes halten sich in ihrer Lage, indem sie gegenseitig eine starke Reibung aufeinander ausüben, demnach auch einen ungleichmässigen Druck unter sich

ausgleichen. Diese Eigenschaft des Sandes macht ihn bei Fundirungen so vortheilhaft, dass man ihn auf andere Bodenarten aufschüttet, um den Druck des Fundamentes auf eine grössere Fläche zu vertheilen. Feiner Triebsand unter den Fundamenten kann für ein Gebäude recht gefährlich werden, wenn der feine Sand Gelegenheit findet, mit dem Grundwasser abzufliessen, was durch Brunnen, durch Entwässerungs-Anlagen u.s.w. erfolgen kann.

Im fliessenden Wasser darf man womöglich keinen Bau auf feinen Sand fundiren, weil er dem durchfliessenden Wasser nur geringen Widerstand entgegensetzt, indem die einzelnen Körner nicht aneinander haften, folglich von jeder Strömung leicht gehoben und durch die Zwischenräume einer Steinschüttung oder selbst durch die Fugen einer Spundwand hindurch geführt werden. Kann man derartige Fundirungen im strömenden Wasser nicht vermeiden, so muss man einer Unterspülung der Fundamente durch sorgfältig herzustellende Steinschüttungen vorzubeugen suchen; solche Steinschüttungen müssen nach und nach in dem Masse verstärkt werden, wie sie in den feinen Sand hinabsinken.

Eine feste Lagerung einer in eine Baugrube eingebrachten Sandschicht erzielt man dadurch, dass man den Wasserspiegel in der Baugrube durch Hineinpumpen von Wasser höher hält, als den Grundwasserspiegel, damit durch die noch lockere Sandschicht eine Strömung von oben nach unten erfolgt und so die Sandschicht festgeschlämmt wird. Zu solchen Sandschichten wird man möglichst grobkörnigen scharfen Sand verwenden.

d. **Thon- und Lehmschichten.** Thon und Lehm widerstehen nur dann einem starken Drucke, wenn die Schichten mässig trocken sind. Wenig feuchte Thon- und Lehmschichten von 3 bis 4^m Mächtigkeit können daher als guter Baugrund angesehen werden. Da aber diese Bodenarten doch etwas zusammenpressbar sind, so kann doch ein Setzen schwerer Bauwerke vorkommen, was jedoch nicht nachtheilig ist, wenn das Setzen gleichmässig erfolgt. Dies wird eintreten, wenn der Baugrund an allen Stellen von der Fundamentsohle gleichmässig belastet ist. Man muss somit bei diesen Bodenarten für möglichst gleichmässige Lastvertheilung sorgen.

Hauptsache ist beim Thon- und Lehmboden ein sorgfältiger Schutz gegen Nässe und Frost, denn durch Aufweichen verliert er viel an Tragfähigkeit und durch Frost wird er aufgelockert. Auch gegen bedeutende Austrocknung müssen diese Bodenarten geschützt sein, denn beim Trocknen schwinden sie und bekommen Risse, wodurch ein ungleichmässiges Setzen erfolgen kann, was gefährlich ist.

Ein guter Baugrund ist auch sandiger Lehm, wenn derselbe sorgfältig gegen Wasserzutritt geschützt ist. Nasser Boden dieser Art ist wenig tragfähig, aber man kann ihn durch Drainage austrocknen und auf diese Weise tragfähiger machen. Fetter Thon dagegen lässt sich durch Entwässerung als Baugrund nicht verbessern, weil er einen grossen Theil seines Wassergehaltes dauernd festhält, und weil er beim Trocknen stark schwindet und rissig wird.

e. **Mutterboden, aufgeschütteter Boden und Schlamm.** Mutterboden (Humus), aufgeschüttete Erde und Bauschutt auch nach langer Lagerung, dann nasser Lehm und Thon, besonders der bläuliche thonige Sand, Well- oder Triebsand, Mergel, Letten, Torf, Wiesen- und Brucherde, schwimmender Morast u. s. w. bilden stets einen unsichern Baugrund und sind nie zur unmittelbaren Aufnahme schwerbelasteter Fundamente geeignet. Liegen solche Schichten oben und sind dieselben nicht sehr stark, so geht man mit der Fundamentsohle bis auf den tragfähigen Baugrund hinab. Wo dies nicht möglich ist, muss man die Sohle durch eine Sandschüttung, der geringen Trag-

fähigkeit des Bodens entsprechend, verbreitern; oder man wendet eine künstliche Befestigung des Bodens an, wie Rammbeton, Pfahlrost und dergleichen. Obgleich der Pfahlrost am besten die Last des Bauwerkes auf den festen Untergrund übertragen soll, so benutzt man ihn doch auch häufig da, wo der Boden in grosser Tiefe unverändert dieselbe geringe Tragfähigkeit beibehält, die er an der Oberfläche hat. In diesem Falle kann nur die Reibung, welche der umgebende Boden gegen die Pfähle ausübt, den stärkeren Widerstand erzeugen, und man pflegt nach dem Eindringen des Pfahles unter der Ramme auf die Grösse der Last zu schliessen, welche derselbe zu tragen vermag.

f. **Abwechselnde Bodenschichtung.** Wenn schwache Thon- oder Lehmschichten über starken Fels-, Kies- oder Sandschichten liegen, so ist es wegen etwaiger Rutschung stets rathsam, mit den Fundamenten bis auf die letzteren Schichten hinabzugehen, wenn auch die Thon- oder Lehmschicht an sich tragfähig wäre. Im strömenden Wasser gewährt eine auf Sand oder Kies aufliegende Thonschicht wirksamen Schutz gegen Unterspülung, weil sie im Wasser schwer löslich ist und daher nur durch eine schwache Steinschüttung geschützt zu werden braucht. Geht man also mit den Fundamenten in solchen Fällen bis auf die Sand- oder Kiesschicht hinab, so darf man die Thonschicht neben den Fundamenten nicht beseitigen.

Wo schwache Sand- und Kiesschichten über einer starken Felsschicht liegen, wird man mit der Fundamentsohle in der Regel bis auf die Felsschicht hinabgehen. Dies ist im Trocknen und in stehendem Wasser zwar nicht nothwendig, wenn die Felsschicht eine annähernd wagerechte Oberfläche hat; in strömendem Wasser aber wird man stets bis auf den Fels hinabgehen.

Liegen weniger als 1^m dicke Sand- und Kiesschichten auf festen Thon- oder Lehmschichten von grösserer Mächtigkeit, so geht man bei schwereren Bauwerken stets mit der Fundamentsohle bis auf die Thon- oder Lehmschicht hinab. Besonders gefährlich ist es, die Fundamentsohle von Futter- und Kaimauern, Durchlässen u. s. w. auf eine schwache Sandschicht zu stellen, die über Thon- oder Lehmschichten gelagert ist, weil das Wasser die Oberfläche der Thonschicht schlüpfrig macht und dadurch Rutschungen vorkommen können, indem bei diesen Bauwerken die Resultirende der auf die Fundamentsohle wirkenden Kräfte schräg gerichtet und somit ein Verschieben oder Rutschen begünstigt ist. Falls die feste Thon- oder Lehmschicht nicht so mächtig sein sollte, dass man in diese die Fundamente von Futter- und Kaimauern genügend tief einsenken kann, so muss man Verankerungen anwenden. Bei Durchlässen kann man durch starke Herdmauern oder durch Sohlengewölbe ein etwaiges Rutschen vorbeugen.

§ 2. Tiefe der Fundamente und die Grösse der Tragfähigkeit des Bodens.

Die Fundamentsohle muss tiefer liegen, als der Frost in die Erde eindringt; dies kommt in unserm Klima nicht über 1^m vor. Das Maass von 1,0 bis $1{,}2^m$ würde also unter sonst günstigen Umständen die Tiefe der Fundirung sein, wenn nicht Kelleranlagen oder andere Rücksichten eine grössere Fundamenttiefe bedingen. Wenn demnach auf einer Baustelle ein tragfähiger Untergrund in entsprechender Tiefe vorhanden ist, so wird man den oberen mit vegetabilischen Bestandtheilen gemischten Mutterboden oder den aufgefüllten Schutt u. s. w. entfernen und die Sohle der Fundamentmauern unmittelbar auf den sog. „gewachsenen“ Boden stellen.

Die Tiefenlage der Fundamentsohle kommt auch für die specifische Belastung des Baugrundes in Betracht. Liegt diese so tief, dass ein seitliches Ausweichen des Bodens nicht vorkommen kann, so darf man die specif. Belastung steigern; im andern Falle, z. B. bei Hochbauten mit Kellerräumen, muss man sie verringern. Damit ein Ausweichen der Sohle nicht zu befürchten ist, sollte diese bei Mauern, welche Keller- oder andere Hohlräume umschliessen, nie weniger als 30^{cm} unter Fussbodenhöhe der Hohlräume liegen. Ein zusammenhängendes Bauwerk soll, wenn irgend möglich, in allen seinen Theilen auf gleiche Weise fundirt sein.

Die Druckfestigkeit einiger Felsarten ist nachstehend in $^{kg}/_{qcm}$ angegeben, wovon in der Praxis gewöhnlich $^1/_{10}$ als zulässige Belastung angenommen wird:

Basalt	Basaltlava	Granit	Grauwacke	Kalkstein	Porphyr
1200—1800	400—700	360—1000	600—800	200—250	300—500

Sandstein	Trachyt	Tuffstein
150—550	60—200	50—60

Die Druckfestigkeit reiner Cementmörtel beträgt nach Jahresfrist 600—$700^{kg}/_{qcm}$, während ein Mörtel aus 1 Th. Portland-Cement und 2 Th. Sand nur die Hälfte und ein solcher aus 1 Th. Cement und 3 Th. Sand nur $^1/_3$ dieser Druckfestigkeit erlangt.

Von einem Comité des österr. Ing.- und Archit.-Vereines wurde eine „Norm für die Berechnung der Belastung und Inanspruchnahme von Baumaterialien und Bauconstructionen“ *(Wochenschr. des österr. Ing.- und Archit.-Vereins 1889)* aufgestellt, die auch vom **Wiener** Stadtbauamte für den Amtsgebrauch angenommen wurde. Danach ist die zulässige Belastung des Baugrundes:

1) Bei Lehm und Tegel, sehr feucht, dann Sand von mindestens 1^m Mächtigkeit, jedoch gegen Ausweichen geschützt bis $1{,}5^{kg}/_{qcm}$.

2) Bei sandigem Schotter, fest, von geringer Mächtigkeit oder wechselnder geneigter Lagerung, dann Lehm und Tegel, trocken, jedoch stehend oder theilweise stehend und gegen Ausweichen geschützt bis $2{,}5^{kg}/_{qcm}$.

3) Bei festgelagertem, grobkörnigem Schotter, dann sog. Plattelschotter in grosser Mächtigkeit, ferner liegender Lehm und Tegel trocken bis $3{,}5^{kg}/_{qcm}$.

4) Bei lockerem, wasserhaltigem Boden, Fundirung mit Anwendung einer Pilotage, bis $2{,}0^{kg}/_{qcm}$.

5) Bei lockerem, wasserhaltigem Boden, Fundirung mit Anwendung einer Pilotage und 60^{cm} Betonlage, bis $3{,}0^{kg}/_{qcm}$.

Bei einzeln stehenden Pfeilern sind bei Anwendung der obigen Belastungsgrundlagen die Fundamente quadratisch oder nahezu quadratisch anzulegen.

In **Berlin** darf nach polizeilicher Vorschrift der verhältnissmässig lose Sand des Baugrundes nur bis zu $2{,}5^{kg}/_{qcm}$ belastet werden. Solche Normen und Vorschriften veranlassen meistens bedeutende Materialverschwendungen und verhindern jede vernünftige Bauweise. Wie H. Möller mittheilt *(Deutsche Bauzeitung 1869, S. 595 u. 1872, S. 88)*, belasten die Berliner Kirchthürme den dortigen Sandboden mit 2,6 bis $3{,}3^{kg}$ pro 1^{qcm}; H. Giersberg hat aber selbst bei $6{,}6^{kg}$ Druck pro 1^{qcm} keine Nachtheile beobachtet und bei den Berliner Senkkasten-Gründungen sollen $5{,}1^{kg}$ üblich sein. Bei den Viaducten der Berliner Stadteisenbahn sind $4{,}5^{kg}/_{qcm}$ zugelassen worden *(Deutsche Bauzeitung 1874, S. 497)*, weil gründliche Ermittelungen beim Baue der Berliner Verbindungsbahn gezeigt hatten, dass der sandige Untergrund in und bei Berlin weit höher als obige Grenze belastet werden kann, wenn ein geringes Setzen für das Bauwerk nicht nachtheilig ist. Da aber bei den Viaductpfeilern der Druck der Grösse und Richtung nach wechselt, so durfte man dabei $4{,}5^{kg}/_{qcm}$ nicht überschreiten.

Für festgelagerte Sand- und Kiesschichten, sowie für festen Lehm- und Thonboden kann man die zulässige Belastung wenigstens zu 4 bis $5^{kg}/_{qcm}$ annehmen, wenn ein seitliches Ausweichen nicht möglich ist. Bei dem grossen Schornstein der Gussstahlfabrik in **Bochum** belastet die Fundamentsohle die darunter liegende mächtige Thonschicht mit $6{,}67^{kg}/_{qcm}$ und bei der **East-River**-Brücke bei New-York drücken die Fundamente der Mittelpfeiler auf den aus festem Thon bestehenden Untergrund mit 6,0 bis $7{,}1^{kg}/_{qcm}$. Die auf grössere Tiefen in Sandschichten eingetriebenen Schraubenpfähle belasten den Sand meist mit 8^{kg}, bei einigen Bauwerken sogar mit $12^{kg}/_{qcm}$, wenn man von der Reibung der Pfähle an den Wänden absieht. Dass die Tragfähigkeit des Bodens mit der Tiefenlage der Fundamentsohle wesentlich zunimmt, steht fest, wenn auch die näheren Verhältnisse dieser Zunahme noch nicht genügend ermittelt sind.

Chicago hat einen schlechten Baugrund und seine oberste Lage besteht aus Seeschlamm, meist Schwimmsand. Das ganze Terrain ist eine Prairie, deren höchster Punkt noch bei Gründung der Stadt $1{,}5^{m}$ über Hochwasser lag, während das heutige Niveau der Strassen ca. $4{,}2^{m}$ über dem Mittelwasser des Michigansees liegt. Die ersten 4 bis 5^{m} des Baugrundes sind weicher Thon oder Schwimmsand *(clay)*, dann kommt eine harte Thonschicht von ca. $1{,}2^{m}$ Mächtigkeit und darunter lagert wieder mehr oder weniger durchweichter Thon; Felsen wird erst bei 12 bis 16^{m} unter der Strassenoberfläche erreicht. Die meisten hohen Gebäude *(Sky-scrapers)* der letzten 5 bis 6 Jahre in dieser Stadt reichen mit ihren Fundamenten nur bis auf die harte Schicht, ohne diese zu durchbrechen. Auf dieser Schicht liegt nun, für jeden Pfeiler oder Säule des Gebäudes getrennt, eine Betongrundplatte, 0,3 bis $0{,}4^{m}$ dick und von solcher Oberfläche, dass die Bodenbelastung 3500 Pfund auf 1 Quadratfuss = $1{,}72^{kg}/_{qcm}$ nicht überschreitet. Auf dieser Platte aus Beton *(Concrete)* liegen nun meist 38^{cm} hohe I-Träger, Mann an Mann nach einer Richtung hin, und über diesen nach der andern Richtung, senkrecht auf die unteren, eine weitere Lage I-Träger. Auf dieser obersten Trägerschicht liegt dann eine Stein- oder Eisenplatte, auf welche direct das Mauerwerk des Basements oder die Gebäudepfeiler von Stahl aufruhen.

Unter der angegebenen Belastung des Baugrundes setzen sich die Gebäude bei dieser *„floating foundation“* bis zu etwa 16^{cm}; es giebt der Baugrund deshalb nach, weil sein Wasser ausgepresst wird. Dies beweist die Mittheilung des General Sooysmith, dass der Untergrund des „Auditoriums“ nach seiner Fertigstellung sich als vollkommen trocken erwies, was sich bei einer nachträglichen Brunnensenkung herausstellte. Sooysmith behauptet, dass sich der Boden innerhalb eines Baugrundes von Thon in Schwimmsand ändere, und dass daher der gleichmässigen, anfänglichen Setzung oft nach Jahren eine ungleichmässige folgen könne.

Es hat sich daher in Chicago unter den Baumeistern noch eine andere Partei gebildet, welche Pfahlroste anwendet, wofür sich auch das neueste Chicagoer Baugesetz erklärt, welches die Gebäudehöhe mit 39^{m} begrenzt. Auf Pfählen steht z. B. das Schiller-Theater, die Bibliothek u. s. w. Bei letzterem Gebäude stand der Fels in 15^{m} Tiefe unter See-Mittelwasser; es wurden hier $4{,}5^{m}$ tiefe Schlitze ausgehoben und in ihnen die Pfähle bis zum tragfähigen Boden getrieben, in der Höhe von $3{,}6^{m}$ abgeschnitten und dann diese und die übrigen $0{,}9^{m}$ mit Beton ausgefüllt. Beide Parteien halten ihre Fundirungsart für die richtigere. Sie weisen darauf hin, einerseits dass das Cook-County-Gerichtsgebäude trotz der Pfahlrost-Gründung sich ungleichmässig bis 30^{cm} setzte, andererseits dass das Post- und Zollgebäude sich wegen Mangel eines Pfahlrostes ungleich setzte; in einem andern Falle wich ein ohne Pfahlrost fundirtes

Gebäude noch halbfertig 18 bis 23^{cm} aus dem Loth, doch gelang es, die richtige Lage durch Winden, Schrauben und Stützen wieder herzustellen. Die Pfähle rammt man dort mit Dampframmen und die Tragfähigkeit der Pfähle wird nach der von A. Wellington im Jahre 1888 aufgestellten, sehr einfachen Formel berechnet. Dieselbe lautet $P = \frac{2w \cdot h}{s+1}$, darin bezeichnet: P die Tragfähigkeit in Tonnen à 1000^{kg}, w das Gewicht das Rammbären in Tonnen, h die Fallhöhe in Fuss engl. und s das Eindringen des Pfahles in Zoll beim letzten Schlage. Danach ergiebt sich z. B. für ein Bärgewicht von 1^{t}, eine Fallhöhe von 30 Fuss und einem Eindringen von $^1/_2$ Zoll, die zulässige Belastung des Pfahles mit $P = 40^t$. Bei 1 Zoll Eindringung ist $P = 30$ Tonnen. Die Formel hat sich, soweit der Pfahl ein gleichmässiges Sinken zeigte, also nicht auf Fels aufsass, und der Rammbär voll wirken konnte, gut bewährt. Auf diese Pfähle kommt dieselbe Beton- und Trägerschicht, wie bei der *„floating foundation"*.

Die 12 bis 16^{m} langen Pfähle werden dort mit der Rinde eingerammt; die Köpfe derselben werden in einer Ebene abgesägt, welche unter der tiefsten Drainirung der Stadt liegt; es ist dies ca. 4,5^{m} unter „City Datum", d. h. unter jener Ebene, auf welche sämmtliche Höhenmasse der Stadt bezogen werden.

Bei dem 72^{m} hohen Fair Building in Chicago beträgt der directe Bodendruck der Fundamente (ohne Pfahlrost) nur 1,3$^{kg}/_{qcm}$. Bei dem weichen Boden, worauf die Lagerhäuser zu Triest stehen, ist nur ein Bodendruck von 1$^{kg}/_{qcm}$ zugelassen.

Die österr. Südbahn musste das Laibacher Moor mittelst Dammschüttung überbauen, wobei man das seitliche Ausweichen des flüssigen Bodens durch Steinschüttungen zu verhindern suchte. Um die Tragfähigkeit der zwischen diesen Schüttungen liegenden weichen Masse zu untersuchen, wurde ein stumpf abgeschnittener Pfahl von 1 Quadratfuss Grundfläche so auf den Boden gestellt, dass er durch eine Führung lothrecht hinabsinken musste. Die Einsenkung des Pfahls hörte auf, wenn er nach und nach mit 25 Ctr. belastet war; wurden aber plötzlich noch 10 Ctr. aufgebracht, so versank der Pfahl vollständig in dem Moor. Der Boden war also im Stande, die erstere Last zu tragen, doch war seine Widerstandskraft nicht gross genug, um auch noch die zweite Last aufnehmen zu können. In diesem Falle betrug die Tragfähigkeit des Moorbodens 14000$^{kg}/_{qm}$, oder 1,4$^{kg}/_{qcm}$.

Eine ähnliche Probebelastung wurde in Kiel angestellt *(L. Brennecke, Der Grundbau, S. 80)*. Von oben ab gerechnet bestand der Grund hier 0,95^{m} aus reinem Moorboden, dann folgten 4,2^{m} Moorboden mit Triebsand gemischt, wobei der Sand nach unten zunahm, endlich folgten Kies mit Triebsand und wenig Thon. Der Versuchspfahl von 30^{cm} Durchmesser war unten gerade abgeschnitten und am oberen Ende belastet. Als die Unterkante des Pfahles sich 5,85^{m} unter dem Wasserspiegel und 0,5^{m} im Boden befand, trug er pro 1^{qm} 31075^{kg}, wobei die Adhäsion der Seitenflächen am Boden mit 1863^{kg} ermittelt wurde. Durch allmähliche Belastungssteigerung bis auf 42070$^{kg}/_{qm}$ sank der Pfahl nun ruckweise bis auf 8,35^{m} unter Wasserspiegel oder 3^{m} tief in den Boden. Durch weitere Belastung bis auf 63154$^{kg}/_{qm}$ versank der Pfahl nun wieder mit einem Rucke bis auf 10,15^{m} unter Wasserspiegel oder 4,8^{m} tief in den Grund. Als endlich die Belastung auf 105587$^{kg}/_{qm}$ gesteigert war, erfolgte wieder ein ruckweises Sinken desselben bis 10,95^{m} unter Wasserspiegel oder 5,6^{m} Tiefe in den Boden. Nun wurde noch die Belastung bis auf 124000$^{kg}/_{qm}$ gesteigert, ohne dadurch ein weiteres Eindringen des Pfahles zu veranlassen. Der Boden konnte somit in dieser Tiefe 12,4$^{kg}/_{qcm}$ tragen.

§ 3. Mittel zur Untersuchung des Baugrundes.

Zur Anwendung der zweckmässigsten und billigsten Gründungsart ist die genaue Kenntniss des Baugrundes erforderlich, welche sich auf die Art der Lagerung und Aufeinanderfolge der einzelnen Bodenschichten, auf ihre Mächtigkeit, ihre Tragfähigkeit und ihr Verhalten an der Luft und im Wasser zu erstrecken haben. Man kann hierüber schon aus benachbarten Gründungen Kenntniss haben und aus diesem Grunde besondere Bodenuntersuchungen für unnöthig halten; sie werden aber in jenen Fällen, wo die Erfahrungen noch fehlen, sorgfältig vorzunehmen sein. Kenntniss des Baugrundes kann man sich verschaffen a. durch Aufgraben, b. durch das Sondireisen, c. durch Bohrungen, d. durch Schlagen von Probepfählen und e. durch Probebelastungen des Bodens.

a. **Aufgraben** giebt den sichersten Aufschluss über die Bodenbeschaffenheit, indem alle durchgrabenen Erdschichten unmittelbar blosgelegt werden; doch ist das Verfahren theuer, denn man muss bei grössern Tiefen die Grube auszimmern und wird dann noch meist durch Wasserandrang behindert. Bei weichem Boden und hohem Grundwasserstande ist somit dieses Verfahren nicht anwendbar.

b. **Sondireisen** (Visitireisen) können keinen sichern Aufschluss über die Bodenbeschaffenheit geben, sondern dienen vorzugsweise zur Ermittelung der Tiefenlage des festen Baugrundes, wenn man bis zum Grundwasserstande aufgegraben hat. Das Sondireisen besteht nach Fig. 2 aus einer ca. 3^{cm} starken Rundeisenstange mit einer schlanken Spitze; sie hat oben einen öhrförmigen Handgriff, durch den auch eine Handhabe gesteckt werden kann. Die Länge der Stange beträgt $2—4^{m}$; für grössere Längen schraubt man sie aus 2 Stücken zusammen. Das Sondireisen wird von mehreren Arbeitern durch Hammerschläge, Stossen und Drehen in den Boden eingetrieben. Hierbei kann man durch einige Uebung und Erfahrung leicht die Beschaffenheit des durchstossenen Bodens beurtheilen. Lehm und Thon erweisen sich an der Stange zähe und dieselbe wird gelblich oder bläulich gefärbt. Sand und Kies knirschen an der Stange und reiben dieselbe blank. Durchstösst man Mutterboden und Torf, so hört man einen dumpfen Ton; Torf zeigt auch für die Stange ungleichen Widerstand und lässt sie beim Herausziehen kleberig erscheinen. Man pflegt das Sondireisen in Abständen von 25^{cm} mit kleinen von oben nach unten geneigt eingebohrten Löchern, sog. Taschen, zu versehen, die sich beim Aufziehen der Stange mit jener Bodenart füllen, worin dieselbe beim tiefsten Stande eben stand; hiernach kann man die Bodenschichtung am zuverlässigsten beurtheilen, namentlich wenn der Baugrund unter Wasser steht, was die an der Stange oder in etwaigen Einkerbungen haftenden Bodentheile abspülen würde.

Fig. 2.

Der Bohrerfabrikant Otto Zöllner in Hahnerberg bei Elberfeld fertigt Sondireisen von 1 bis 2^{m} Länge, die mit Hammerschlägen in den Boden getrieben werden. Sie haben über der Spitze eine Rinne, in welcher eine Probe des Bodens haften bleibt.

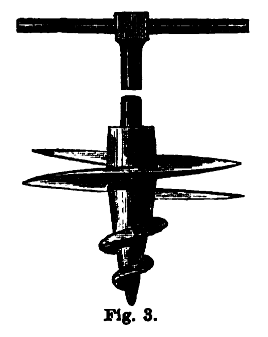


Fig. 3.

c. **Bohrungen** werden immer dann vorgenommen, wenn es darauf ankommt, die Beschaffenheit der Erdschichten genauer festzustellen und die Untersuchung des Grundes auf grössere Tiefen auszudehnen. Für Bohrungen von geringer Tiefe ist Bohlken's Patent-Erdbohrer für Mutterboden, Torf, Lehm, Thon sehr gut geeignet. Fig. 3 zeigt denselben, wie er von

der Actien-Gesellschaft für Eisenindustrie in Varel a. d. Jade in allen Grössen von 5—60^{cm} Durchmesser geliefert wird. Für bauliche Zwecke erstrecken sich die Bohruntersuchungen selten tiefer als 20^{m}, höchstens 30^{m} tief. Man unterscheidet Bohrer mit steifem Gestänge und Seilbohrer, von denen letztere nur bei Felsboden angewendet werden. Die Gestalt der Bohrer ist verschieden, je nach der zu bohrenden Erdart.

Zum Durchschneiden des Rasens und der in den oberen Bodenschichten vorkommenden Wurzeln benutzt man den Schneidebohrer Fig. 4. Der aus Stahl bestehende Bohrer ist durch Schweissung mit der Stange *A* verbunden und diese hat an ihrem obern Ende einen Bund und darüber bei *a* Schraubengewinde, worauf das Kopfstück *B* mittelst der Schraubenhülse *b* aufgeschraubt wird. Am obern Ende hat das Kopfstück *B* ein rundes Oehr, durch welches eine Handhabe gesteckt wird, die zum Umdrehen des Bohrers dient. Zur Verlängerung des Bohrgestänges, welches gewöhnlich 3 bis 4^{cm}, bei grossen Tiefen auch bis 7^{cm} Stärke erhält, kann man beliebig viele Mittelstücke von 2 bis 5^{m} Länge, zwischen Bohrer und Kopfstück zwischenschrauben. Diese Stangenverbindung nennt man das Bohrgestänge.

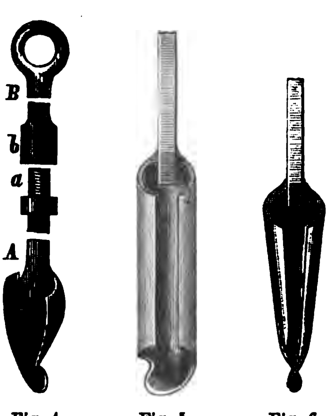
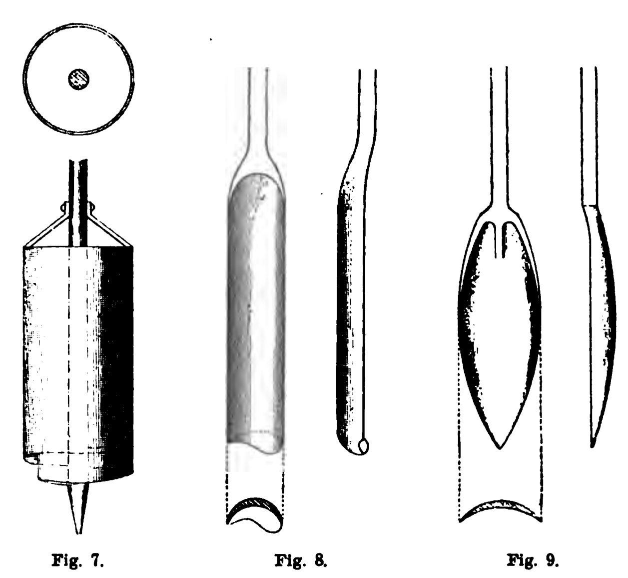


Fig. 4. Fig. 5. Fig. 6.

Zum Durchbohren von Thonschichten benutzt man den Thonbohrer Fig. 5; derselbe besteht am besten aus Stahlblech, welches cylindrisch gerollt wird, doch so, dass noch ein breiter Schlitz bleibt, und dass das Blech an den Kanten dieses Schlitzes gut zugeschärft ist. Für festen Thon eignet sich dieser Bohrer recht gut und der Thon bleibt beim Heraufziehen des Bohrers in der Höhlung haften, dagegen würde sich bei weichem oder stark mit Sand gemischtem Thonboden der unten verengte Bohrer, Fig. 6, als zweckmässiger erweisen, da in der conischen Höhlung der Boden besser haften bleibt, wenn man das Gestänge aus dem Bohrloche herauszieht. Der schneckenförmige Theil am untern Ende des Bohrers erleichtert das Eindringen desselben in den Boden. Oft werden solche Bohrer auch als geschlossene Cylinder nach Fig. 7 hergestellt, wobei dann die Bohrstange durch den Cylinder hindurch geht und unten zugespitzt ist. Für feste Erde, zähen Thon und ganz weiches Gestein construirt man die Bohrer wohl auch nach Fig. 8 als halbe Cylinder und nennt sie dann Löffelbohrer, die oft nur zur Herstellung eines kleinen Bohrloches verwendet werden, welches sodann mit einem zweiten Bohrer erweitert wird. Zu dieser Erweiterung bedient man sich zuweilen des in Fig. 9 dargestellten Löffelbohrers, der unten in einer Spitze ausläuft, damit er im


Fig. 7. Fig. 8. Fig. 9.

vorgebohrten Loche centrisch geführt werde. Man kann hierbei auch den Rücken des Löffels weggeschnitten denken, so dass nur ein Bügel mit 2 Schneiden übrig bleibt.

Seit einigen Jahren fertigt die Fabrik von P. Graef in Darmstadt ein Bohrgeräth, welches bei sehr geringem Gewicht eine bequeme Handhabung gestattet; dasselbe ist dem Oberbergrathe Tecklenburg patentirt. Der Bohrer hat nur ca. 25^{mm} Durchmesser und ist auf grösserer Länge cylindrisch. Das Gestänge ist aus dünnen Gasröhren gebildet, so dass das Gewicht eines vollständigen Bohrgeräths für 10^{m} Tiefe nur 7^{kg} beträgt, also von einem Arbeiter bequem getragen und gehandhabt werden kann.

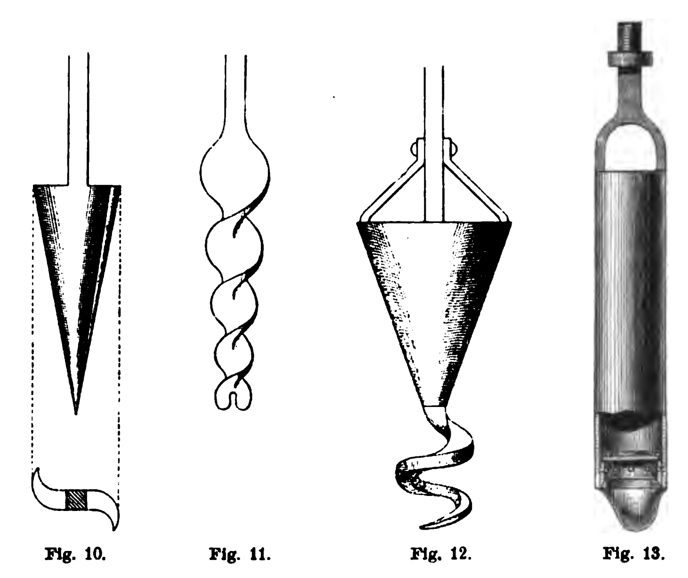


Fig. 10. Fig. 11. Fig. 12. Fig. 13.

Auch der in Fig. 10 gezeichnete Trepanirbohrer mit 2 Schneiden und die in Fig. 11 gezeichnete amerikanische Zunge werden öfter zur Erweiterung eines Bohrloches in weichem Gestein verwendet.

Bestehen die zu untersuchenden Erdschichten aus feinkörnigem Sande oder aus schlammigem Boden, so ist oft die in Fig. 12 dargestellte Sandkelle angewendet worden, ein oben offener Kegel mit einer Schraube am unteren Ende. Besser ist jedoch für diesen Zweck der in Fig. 13 dargestellte Ventilbohrer, der im Mantel aus Stahlblech hergestellt und unten mit einem Klappen- oder besser Kugelventil versehen wird. Die Kugel des Ventils besteht am zweckmässigsten aus Hartgummi und wird in einem eisernen Bügel geführt. Dieses Ventil schliesst sich beim Aufwuchten des Bohrers durch die Schwere des eingedrungenen Bodens und man kann an der ausgehobenen Erde die Zusammensetzung des Bodens in den verschiedenen Tiefen sicher erkennen.

Die Festigkeit der Ablagerung desselben wird jedoch durch das in das Bohrloch eindringende Wasser oft wesentlich verändert, denn der Sand wird durch den Wasserandrang häufig vollständig aufgelockert, so dass er Triebsand zu sein scheint, während er in der That fest abgelagert war, und nur durch das von unten in das Bohrloch eindringende Wasser gehoben wurde. In diesem Falle kann man durch stumpfe eiserne Stangen, die man in das Bohrloch stösst, von der Festigkeit der natürlichen Lagerung des Sandes sich ein ziemlich sicheres Urtheil bilden.

Wenn die Erdbohrer nur zur Untersuchung der Bodenbeschaffenheit dienen, so erhalten sie 10 bis 15^{cm} Durchmesser; für tiefere Bohrlöcher werden aber auch Bohrer bis zu etwa 30^{cm} Durchmesser verwendet.

Die Bohruntersuchung ist meistens eine langwierige und schwierige Arbeit, weil der Bohrer, sobald er gefüllt ist, jedesmal aus dem Bohrloche herausgehoben und entleert werden muss; mit zunehmender Tiefe wachsen daher die Schwierigkeiten ganz erheblich, weil durch das Auseinandernehmen und Zusammensetzen des Gestänges viel Zeit verloren geht. Hat man die Bohrarbeit in festem Thon oder in fest abgelagerten Kies- und Sandschichten auszuführen, so hält sich das Bohrloch wohl offen; dies ist

aber im Trieb- oder Schwimmsande nicht der Fall, vielmehr sinkt dieser flüssige Sand unaufhörlich nach und verschüttet das Bohrloch, wenn dasselbe nicht mit einer schmiedeeisernen Futterröhre eingefasst ist. Diese Röhre muss mit dem Tieferdringen des Bohrers gleichen Schritt haltend nach unten getrieben werden; sie muss daher so eingerichtet sein, dass man oben immer neue Stücke aufpfropfen kann. Hierdurch ist aber das Bohren im Schwimmsand noch keineswegs gesichert, weil der grosse Uebelstand eintreten kann, dass die Sandtheile in dem Bohrloche hoch emporgetrieben werden und sich derartig an dem Gestänge verklemmen, dass ein Festfahren der Arbeit veranlasst wird und der Ventilbohrer seinen Dienst versagt.

Die Stärke des Bohrgestänges ist von dessen Länge abhängig; für Bodenuntersuchungen wird das Gestänge meistens aus 2,5 bis 3^{cm} starkem Quadrateisen hergestellt. Die Verbindung der 2 bis 5^{m} langen Stücke erfolgt nach Fig. 14 oder 15; letztere ist die einfachere, aber sie gestattet nur, den Bohrer nach einer Richtung zu drehen,

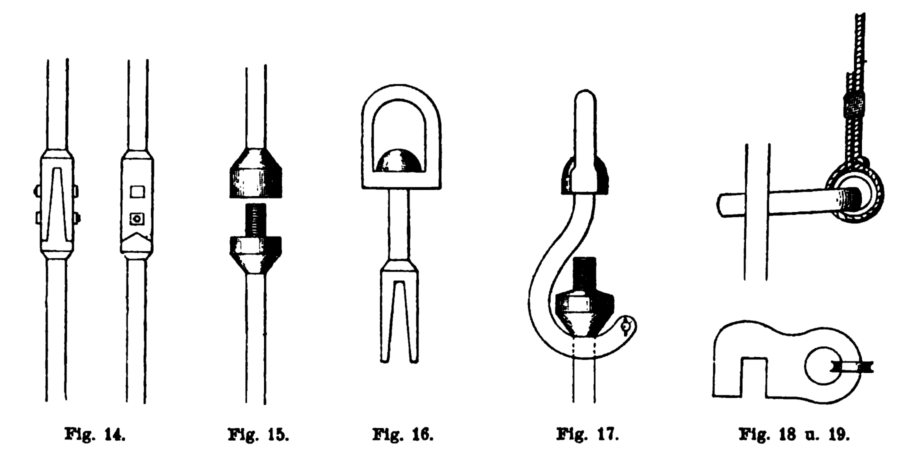


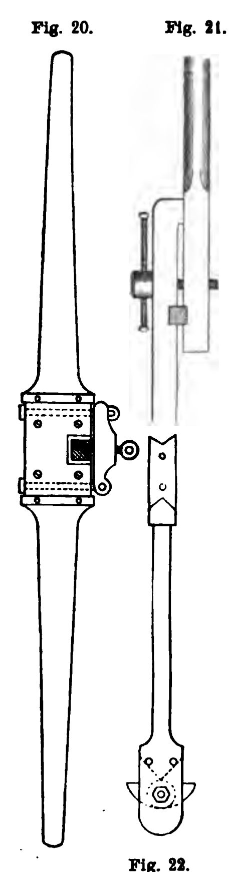
Fig. 14. Fig. 15. Fig. 16. Fig. 17. Fig. 18 u. 19.

während aber das Auseinandernehmen und Zusammensetzen des Gestänges dadurch sehr vereinfacht ist. Die in Fig. 14 dargestellte gabelförmige Verbindung mit 2 durchgezogenen Schraubenbolzen erlaubt zwar die Drehung des Bohrers nach beiden Richtungen, macht jedoch beim Zerlegen und Zusammensetzen des Gestänges mehr Mühe und Zeitverlust.

Für geringe Tiefen kann das Gestänge aus einem Stücke bestehen und dann erhält das obere Ende ein Oehr zum Drehen und Heben des Bohrers. Zu diesem Zwecke wird über dem Bohrloche ein 3beiniger Bock aufgestellt und an diesem eine Rolle angehängt, über welche ein Seil vom Gestänge nach einer Winde geführt wird; durch dieses Seil kann man das Heben und Senken des Bohrers besorgen. Ist das Gestänge länger als die Höhe des Gerüstbockes, so muss es aus mehreren Theilen zusammengesetzt werden und dann hängt das Kopfstück des Gestänges in einem Bügel am Seile, der ein freies Drehen des Gestänges erlaubt; solche Bügel sind in Fig. 16 und 17 dargestellt.

Während das obere Glied des Bohrgestänges angesetzt oder abgenommen wird, muss der untere Theil des Gestänges im Bohrloche schwebend erhalten werden. Dies geschieht durch eine Gabel, die man unter die stärkere Verbindungsstelle des Gestänges schiebt und die sich auf den Rand des Bohrloches oder auf den Fussboden der Arbeitsbühne stützt. Eine andere Art solcher Gestängehalter, der an einem 2. Seile hängt, ist in Fig. 18 und 19 dargestellt.

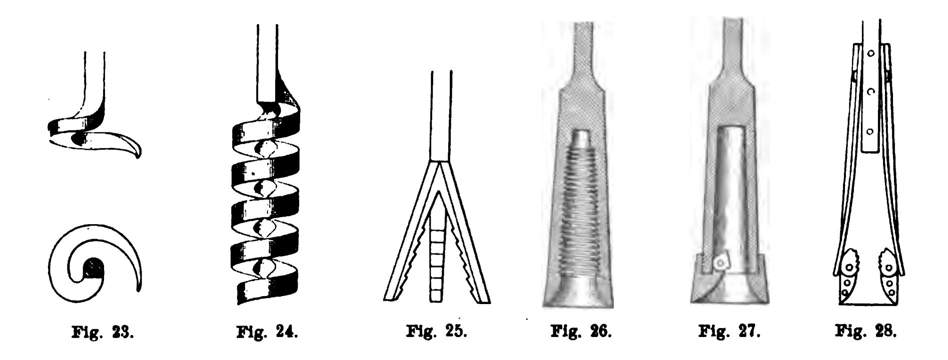
Um das Bohrgestänge an jeder Stelle zum Umdrehen erfassen zu können, wendet man kluppenartig construirte Handhaben an, welche aus Holz oder Eisen bestehen und am Gestänge festgeklemmt werden. Fig. 20 zeigt eine derartige Kluppe aus Holz und mit Eisen armirt; zweckmässiger ist die ganz aus Eisen gefertigte Kluppe Fig. 21.


Fig. 20. Fig. 21. Fig. 22.

Futterröhren mit ca. 3mm Wandstärke bestehen am besten aus gewalzten Mannesmann-Röhren mit äusseren Muffen; sie werden etwa 4cm im Durchmesser grösser genommen als der Durchmesser des Bohrers. Bei tiefen Bohrlöchern nimmt man oben weitere Röhren, damit man bei starkem Widerstand des Bodens weiter nach unten engere Röhren verwenden und diese durch die weiteren Röhren hindurchschieben kann. Das Eintreiben der Röhren in den Boden geschieht unter Anwendung oben aufgesetzter harter Holzklötze durch leichtes Rammen. Zum Herausziehen gebrauchter oder beschädigter Futterröhren benutzt man den in Fig. 22 dargestellten Apparat mit 2 Armen am unteren Ende, die unter das Rohr vorspringen. Aehnliche, um ein Scharnier drehbar gebogene Schenkel, welche durch Stahlfedern auseinander gedrückt werden, hat auch die sog. Krebsscheere, die man dann als Bohrer benutzt, wenn dieser unterhalb der Futterröhre ein für diese erweitertes Loch bohren soll.

Wichtig ist es, dass die Verbindungsstellen des Bohrgestänges entsprechend kräftig construirt werden, damit beim Bruche des Gestänges der Bruch nicht an diesen Stellen stattfinden kann, weil dadurch das Aufholen abgebrochener Gestänge sehr erschwert werden würde.

Fanginstrumente zum Aufholen gebrochener Gestänge sind in Fig. 23 bis 28 dargestellt. Fig. 23 zeigt einen gewundenen Haken, der beim Drehen das Gestänge einklemmt und es unter dem Bunde nach oben zieht. Der in Fig. 24 dargestellte sog. Krätzer wird über das gebrochene Gestänge geschraubt und schneidet mit seinen scharfen Kanten in dasselbe ein; ähnliche Zwecke verfolgt die 3armige Gabel Fig. 25 und das Glockeneisen Fig. 26. In England wird die in Fig. 27 dargestellte Büchse zum Aufholen des gebrochenen Gestänges


Fig. 23. Fig. 24. Fig. 25. Fig. 26. Fig. 27. Fig. 28.

angewendet; in derselben befindet sich ein kleiner excentrischer Daumen, der sich beim Einführen des Gestänges etwas dreht und dasselbe durchlässt; wird aber das Gestänge angehoben, so klemmt er sich fest gegen dieses und nimmt es mit. Noch zweck-

mässiger ist die in Fig. 28 dargestellte Vorrichtung, welche 2 solche Daumen hat, die mit scharfen Zähnen versehen sind.

Oben wurde erwähnt, dass das Bohren in aufquellendem Triebsand mit Schwierigkeiten verbunden ist, wenn man das gewöhnliche Bohrgestänge mit Ventilbohrer anwendet. Jenson hat diese Schwierigkeiten durch ein hohles Bohrgestänge, durch welches Druckwasser von oben her eingepresst wird, vollständig behoben. Das Gestänge endigt unten in eine Spitze, aus welcher das Druckwasser hervorströmt, die Bohrlochsohle aufwirbelt und den Sand in dem ringförmigen Raume zwischen dem Gestänge und der Futter- oder Wandröhre nach oben treibt, wo er abfliessen kann. Der Apparat wird von einem Gerüste vertical geführt und oben durch Gewichte belastet. Lischke in Posen bohrte mit einem solchen Apparat, bei 8^{cm} Durchmesser des äusseren Rohres, in kaum einer halben Stunde $3,25^{m}$ tief in den Boden. Durch kleines Steingerölle, Erde, Thon, Sand sinkt das Rohr geradezu dem Auge sichtbar vorschreitend. Steine bis zu 20^{cm} Durchmesser sind kein sonderliches Hinderniss beim Sinken des Rohres. Bei Bodenuntersuchungen hat die Druckwasser-Bohrung den Uebelstand, dass man den Wechsel von einer Bodenschicht zur andern nicht genau erkennen kann und dass man über die Festigkeit der Lagerung keinen sichern Anhalt gewinnt.

Für Bohrungen im Felsboden und grobem Geschiebe benutzt man Meisselbohrer, Kreuzbohrer und Kronenbohrer. Den einfachsten Meisselbohrer zeigt Fig. 29; er besteht wenigstens im untern Theile aus Stahl, der gehärtet und hellgelb angelassen wird. Nach unten ist der Meissel schlank zugeschärft und mit einer Schneide versehen, die man jedoch nicht gerade, sondern schwach abgerundet herstellt. Zur Erzielung der Bohrwirkung wird der Meissel vom Bohrgestänge auf- und abwärts gestossen und dabei immer ein wenig gedreht. Das Gestänge braucht hierbei nicht aus Eisen zu bestehen, sondern es kann durch ein Seil ersetzt werden; durch diese Seilbohrmethode erreicht man grosse Zeitersparniss, indem das Seil behufs Reinigung des Bohrloches einfach, über eine Rolle laufend, emporgezogen werden kann, wogegen das steife Gestänge zu diesem Zwecke auseinander genommen und dann wieder zusammengesetzt werden muss. Nachtheile der Seilbohrmethode bestehen in der unsichern Hubhöhe des Bohrers, der nicht ganz verlässlichen Umsetzung des Meissels, der Unmöglichkeit drehend zu bohren, und endlich in der leichten Schiefwerdung und Festbohrung der Löcher.

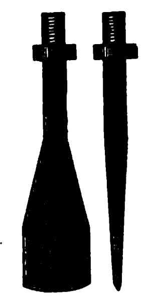


Fig. 29.

Beim Bohren mit steifem Bohrgestänge hängt dasselbe meistens so in einem Dreifuss, dass man das Gestänge in einem Bügel drehen und zugleich mittelst Seil und Rolle heben und senken kann. In Fig. 30 ist diese Einrichtung angedeutet. Während man den oberen Theil des Gestänges abschraubt, ruht der übrige Theil in einer Gabel, die unter den Bundring auf das Gestänge geschoben wird und sich auf Holzklötzen neben dem Bohrloche stützt; Fig. 31 zeigt eine derartige Abfanggabel.

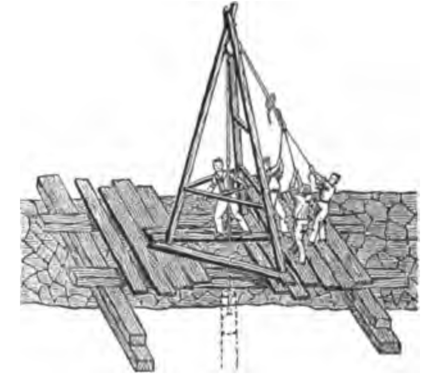


Fig. 30. Bohrgerüst.

Wenn man dem Gestänge im Bohrloche eine Führung geben will, so kann dies durch den in Fig. 32 dargestellten Führungskorb geschehen. Fig. 33 zeigt die drehbare

Aufhängung des Gestänges an einem Bügel. Bei dem Iglawa-Viaduct *(Zeitschr. des österr. Ing.- u. Archit.-Vereins 1893, S. 645)* hatte Ingenieur F. Pfeuffer 40 Bohrlöcher von $3{,}_{27}{}^{m}$ Tiefe und 12^{cm} Weite, in Bruchsteinmauerwerk aus Syenit und Granit mit starken Quarzeinsprengungen, herzustellen. Verwendet wurde ein Fallbohrzeug von der Bohrzeugfabrik C. Glas in Wien, mit den in Fig. 34 dargestellten Ohren- oder Z-Meisseln. Wegen Schonung der Schneiden wurde die Hubhöhe des Meissels auf 15 bis 20^{cm} beschränkt. So oft nun der Bohrer eine Stossfuge zwischen Granit und einem weicheren Steine oder einer Mörtelschicht traf, trieb er unaufhaltsam vom ersteren ab, so dass mehrere Bohrlöcher in ihrem unteren Theile um 4 bis 5^{cm} vertrieben waren. Die gewöhnlichen Hülfsmittel, wie Kreuzbohrer und Glockenbohrer halfen dagegen nicht, weshalb Ingenieur Pfeuffer die Bohrer nach Fig. 35 construirte, welche in ihrer äussern Form an den Brand'schen Kerndrehbohrer erinnern. In Fig. 35 besteht der Bohrer in seinem 0,5 bis 1^{m} langen Führungscylinder aus 4^{mm} starkem Blech; an dessen unterem Ende ist ein ringförmiges Stück aus bestem Stahl genietet und die Stirnfläche mit Schneiden versehen. Der Bohrer wurde wie ein Fallbohrer gehandhabt und bei dem ersten Versuche konnte mit ihm ein völlig vertriebenes Bohrloch binnen 3 Stunden nicht nur vollkommen gerade gerichtet, sondern auch um 15^{cm} vertieft werden, wobei der Kern in nussgrossen Stücken abbrach. So lange das Bohrloch gerade blieb, wurde der Ohrenmeissel Fig. 34, bei dem geringsten Vertreiben aber sofort der „Kernfallbohrer“ Fig. 35 in Verwendung genommen, und so die 40 Bohrlöcher vollkommen gerade und glatt hergestellt. Der Bohreffect betrug für den 10stündigen Arbeitstag durchschnittlich 16^{cm} und die Gesammtkosten pro Längenmeter Bohrloch beliefen sich auf 27,8 fl.

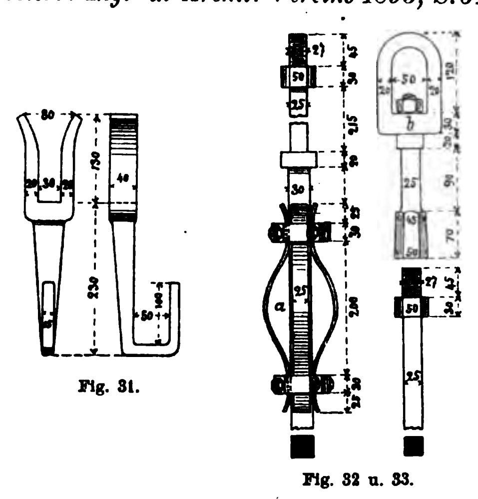


Fig. 31. Fig. 32 u. 33.

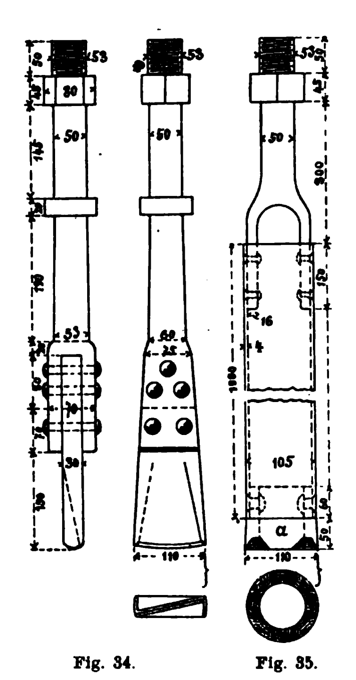


Fig. 34. Fig. 35.

Das beim Bohren im Felsboden gelöste Material fällt als kleine Steinstückchen oder als Sand auf die Bohrlochsohle; durch diesen sog. Schmand wird die Meisselwirkung des Bohrers erheblich geschwächt. Man muss daher den Schmand oft von der Bohrlochsohle entfernen, was nur mit Instrumenten geschehen kann, die dem Sand- oder Ventilbohrer ähnlich eingerichtet sind. Durch das Herausheben des Meisselbohrers und Hinablassen des Schmandlöffels geht aber viel Zeit verloren. Um diesen Zeitverlust zu ersparen, kam der Bohr-Ingenieur Fouvelle auf die Idee, die Bohrlochsohle durch eine fortwährende Wasserspülung rein zu halten. Er wandte zu diesem Zwecke ein hohles Bohrgestänge an und führte durch dieses Druckwasser auf die Bohrlochsohle, welches den Schmand mitführend, zwischen

dem Bohrgestänge und der Bohrlochwandung emporstieg, oben überfliessend. Bei einem Bohrloche zu Perpignau erreichte Fouvelle mit dieser Einrichtung in 23 Tagen eine Teufe von 17,5^{m}; doch versagte das System bei grösseren Teufen, weil das Gestänge zu schwer wurde und Brüche erlitt. Jetzt lassen sich hohle Gestänge leicht aus Mannesmann-Röhren herstellen.

In neuerer Zeit sind die rotirenden Diamantbohrer vielfach für Tiefbohrungen in Felsboden mit ausgezeichnetem Erfolge benutzt worden. Diese Bohrer erfand der Genfer Uhrmacher Leschôt im Jahre 1851 anlässlich der Projecte zur Mont-Cenis-Durchbohrung. Nach W. Flinders Petri steht fest, dass schon die alten Egypter mit Diamantwerkzeugen bohrten, drehten, sägten und gravirten.

Für Tiefbohrungen wurde das Diamant-Bohrsystem namentlich von H. Pleasants, Shelley und Bullok nutzbar gemacht, durch deren Vermittlung die Pennsylvania-Diamant-Bohrgesellschaft und die Diamond-Rock-Boring-Co. die Sache in die Hand nahmen; diese erzielten bei kleineren Versuchen einen Bohrfortschritt von:

2,5^{cm} im Quarz,
7,6^{cm} „ Granit,
10,2^{cm} „ festen Sandstein und
11,4^{cm} „ leichten Sandstein, pro Minute.

Bei dem ersten Tiefbohrversuche, der mittelst Diamanten auf dem Continente in der Nähe von Hamm durchgeführt wurde, erreichte man binnen 3 Wochen eine Teufe von 113^{m}; bei Böhmisch-Brod im Jahre 1874 in 227 Tagen eine Teufe von 698^{m} *(Zeitschr. des österr. Ing.- u. Archit.-Vereins 1876, S. 1).*

Man benutzt für die Bohrkrone dieses in Fig. 36 dargestellten Bohrsystems in der Regel 10 Stück von den unansehnlichen schwarzen brasilianischen Diamanten, die jetzt auch künstlich hergestellt werden und höchstens die Grösse einer Erbse haben; sie kosten pro Stück 40 bis 100 ℳ. Das Einsetzen der Diamanten muss mit grosser Sorgfalt geschehen, und da dieselben schabend wirken, so müssen sie mit der Spitze nach innen gesetzt werden, damit die grösste Fläche aussen sichtbar wird und zur Wirkung gelangt. Die aus Stahl bestehende, unten zuvor glatt und gerade abgedrehte Bohrkrone erhält 4 halbkreisförmige Aushöhlungen, woraus das durch das hohle Gestänge gepumpte Wasser dicht über der Bohrlochsohle mit Gewalt hervordringt. Die von der Ebene der Bohrkrone übrig gebliebenen Theile werden mit dem Zirkel genau eingetheilt und die Punkte, wo man die einzelnen Diamanten einsetzen will, derartig bestimmt, dass die Ringfläche des einen Diamanten die Ringfläche zwischen 2 anderen deckt; hierbei werden die grösseren Diamanten nach aussen gesetzt und die kleineren zwischen die grösseren vertheilt. Nachdem die Punkte für das Einsetzen der Diamanten durch Körnerschläge bezeichnet sind, haut man die Löcher mit entsprechend geformten Meisseln so genau ein, dass jedesmal der Diamant stramm in dieses Loch hineinpasst und derselbe mit seiner grössten Fläche in die Ebene der Bohrkrone fällt. Etwa gebliebene Zwischenräume zwischen dem Diamant und der Bettung werden mit genau zurecht gehämmerten Kupferdrahtstücken ausgefüllt, dann wird ringsum dicht neben dem Bette der Stahl der Bohrkrone mit einem scharfen Meissel eingehauen und dieser eingehauene Rand an dem Diamanten verstemmt, wobei der Kupferdraht alle kleinsten Lücken um den Diamant herum ausfüllt und der herangestemmte Stahl den



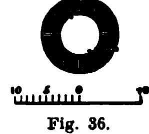


Fig. 36.

Diamant ganz verdeckt. An der innern und äussern Peripherie der Bohrkrone lässt man die Diamanten etwas hervorstehen, damit ein seitliches Abschleifen der Gesteinswände stattfindet. Beim Bohren müssen nun erst die angestemmten stählernen Buckel abschleifen, dann erst kommen die sämmtlichen Diamanten in der Kronenebene zur Wirkung und wetzen sich mit der Stahlebene gleichmässig weiter ab. In Brod waren auf 537^{m} Bohrlochtiefe 120 Diamanten abgenutzt und verloren; auf je 4,7^{m} Bohrlochtiefe rechnete man den totalen Abgang eines Diamanten. Im Bohrloch etwa verlorene Diamanten werden mit einem hinuntergelassenen Wachsstempel wieder heraufgeholt.

Das Bohrgestänge, in Brod aus Stahl bestehend, machte pro Minute 200 Umdrehungen und es genügte bis 320^{m} Teufe eine Betriebsmaschine von 9 Pferdekräften, bis 640^{m} Teufe eine solche von 18 Pferdekräften. Da der Bohrer nach Fig. 36 nicht die ganze Sohle des Bohrloches, sondern nur einen ringförmigen Umfang derselben bearbeitet, so bleibt ein Kern des Gesteins stehen, der durch die Schleuderung des Kernrohres, je nach der Festigkeit und Schichtung des Gesteins, in kürzeren oder längeren Stücken abbricht und von Zeit zu Zeit herausgehoben werden muss. Das Kernrohr erhält eine Länge von 5 bis 6^{m}, während die längsten Kernstücke selten über 2^{m} Höhe erreichen.


Fig. 37.

Das Gestänge bestand aus Stahlröhren von 11^{mm} innern, 40^{mm} äussern Durchmesser und ca. 2^{m} Länge. Diese Röhrentheile waren durch Muffen mit sorgfältig ausgeführtem Gewinde nach Fig. 37 mit einander verbunden; letztere hatten ca. 10^{cm} Länge und 5,5^{cm} äussern Durchmesser; ihr Zweck besteht hauptsächlich darin, das kostspielige Gestänge gegen Abschleifung zu schützen, indem die Abnutzung nur die billigeren Muffen trifft. Der Bohrthurm hatte eine solche Höhe, dass man 8 Gestängestücke auf einmal losschrauben konnte. Dass bei grösseren Tiefen das Gestänge nicht mit seiner ganzen Last auf die Bohrlochsohle wirken durfte, ist selbstverständlich, denn dadurch würden starke Einknickungen desselben vorkommen. Das Gestänge hing daher oben in dem Lager eines durch Gegengewichte abbalancirten Schlittens, der nur ein mässiges Uebergewicht hatte, so dass durch einen geeigneten Mechanismus die Bohrkrone auf der Sohle stets spielend gehalten werden konnte.

Falls man beim Bohren mit Diamantbohrern auf weicheres Gestein geräth, ersetzt man denselben durch eine verzahnte Stahlkrone. In Lettenschichten versagt aber auch dieser den Dienst, indem die Ausströmung des Wassers verhindert wird. Aus diesem Grunde hat Oberingenieur Schröckenstein den in Fig. 38 dargestellten, aus 2 gewellten Stahlkronen bestehenden Lettendrehbohrer construirt, bei dem das Wasser durch die Zwischenräume der Wellungen austritt; derselbe soll sich vortrefflich bewährt haben.


Fig. 38.

Die Bohrer, welche feste Kerne der durchbohrten Schichten liefern, sind für die Beurtheilung der Schichten und ihrer Festigkeit sehr günstig, aber die hierbei erforderlichen maschinellen Einrichtungen sind für Bodenuntersuchungen zu kostspielig.

d. **Schlagen von Probepfählen.** Ueber die Schichtung des Baugrundes kann man auf diese Art keine Kenntniss erhalten und auch auf Sicherheit hat dieses umständliche Verfahren nur geringen Anspruch. Aus dem schnelleren oder langsameren Eindringen der Probepfähle nach einer gewissen Anzahl von Schlägen mit einem Rammbär von bestimmtem Gewicht aus gewisser Fallhöhe lässt sich die Widerstandsfähigkeit des Bodens ermitteln und auch feststellen,

ob und in welcher Tiefe die Pfähle den festen Grund erreichen. Doch giebt jeder Probepfahl nur für die nächste Umgebung seines Standortes ein Urtheil über die Tragfähigkeit des Bodens, weshalb solche Pfähle an verschiedenen Punkten der Baustelle geschlagen werden müssen. Bei der Strompfeilerfundirung der Elbbrücke bei Pirna wurden für jeden Pfeiler 4 lange schmiedeeiserne Stangen von 5^{cm} Durchmesser, mit verstählten Spitzen, zur Untersuchung des Grundes angewendet. Man trieb diese Stangen mit einem 150^{kg} schweren Rammbär so tief ein, bis sie nicht mehr zogen. Als Resultat ergab sich, dass in Tiefen von etwa 4^{m} unter der Flusssohle vollständig tragfähiger, sicherer Baugrund für die Pfeiler erreicht wurde.

Man kann auch Mannesmannröhren, etwa unten zugeschärft, in weichem Boden oder unter Wasser eintreiben, so lange bis sie auf festere Schichten stehen und sodann diese durch Bohren untersuchen, wobei die Röhre sehr zweckmässig als Futterröhre dienen kann.

e. **Probebelastungen des Bodens.** Dieses Verfahren sollte öfter angewendet werden, weil es bei sorgfältiger Ausführung sichern Anhalt gewähren kann. Dabei ist es rathsam, die Belastungsfläche des Bodens nicht zu klein und wenigstens $= 0{,}64^{qm}$ oder besser $= 1^{qm}$ anzunehmen und alsdann jene Zahlenwerthe für die Tragfähigkeit als zulässig anzusehen, welche sich bei einer Senkung der Belastungsfläche bis etwa 25^{mm} ergeben, weil ein gleichmässiges Setzen des Bauwerkes bis zu diesem Maasse wohl kaum bedenklich ist *(vergl. Lehmann, Deutsche Bauzeitung 1881, S. 403)*, zumal bei grösserer Ausdehnung des Fundamentes ein solches Setzen wohl kaum zu erwarten ist. Lehmann empfiehlt für die Probebelastung ein festes 4seitiges Gerüst nach Fig. 39, in dessen Mitte für die Bodenbelastung ein in Cementmörtel hergestellter Mauerwerkswürfel aufgeführt ist, mit möglichst glatten Umflächen und zur Hälfte in den Boden eingesenkt. Mit dem Würfel ist eine passend eingetheilte Messlatte verbunden, so dass man die durch die aufgebrachte Belastung veranlasste Einsenkung direct ablesen kann.

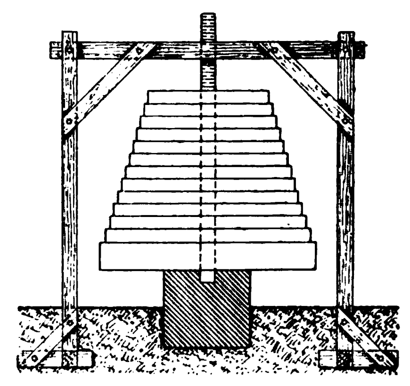


Fig. 39.

Die Probebelastung bei einer künstlichen Sandschüttung *(Zeitschr. für Bauwesen 1867, S. 629)*, die in dünnen Lagen hergestellt, eingeschlämmt und gestampft war, bewirkte bei $17\,360^{kg}/_{qm}$ eine Einsenkung von $3{,}3^{mm}$, bei $20\,700^{kg}/_{qm}$ eine Einsenkung von $6{,}5^{mm}$; bei der gesteigerten Belastung von $35\,250^{kg}/_{qm}$ zeigte sich keine weitere Einsenkung. Hier wurde auch eine 200 Jahre lagernde Sandaufschüttung einer Probebelastung unterzogen und es zeigte sich bei $15\,640^{kg}/_{qm}$ eine Einsenkung von $13{,}1^{mm}$, bei $22\,090^{kg}/_{qm}$ von $26{,}2^{mm}$ und schon bei $23\,060^{kg}/_{qm}$ steigerte sich die Einsenkung bis zu $39{,}3^{mm}$. Beim gewachsenen Sande oberhalb des Grundwassers bewirkte eine Probebelastung von $15\,640^{kg}/_{qm}$ eine Einsenkung von $4{,}4^{mm}$; bei $22\,090^{kg}/_{qm}$ steigerte sich die Einsenkung auf $13{,}1^{mm}$ und bei $23\,060^{kg}/_{qm}$ auf $26{,}2^{mm}$. Hierbei ist zu bemerken, dass die Grösse der belasteten Fläche nur 1 Quadratfuss $= 0{,}0985^{qm}$ betrug, was wegen der leichten seitlichen Ausweichung viel zu klein ist und daher für die Baupraxis keine richtigen Zahlenwerthe lieferte, indem sich verhältnissmässig tiefere Einsenkungen ergeben mussten als bei grösserer Belastungsfläche.

Ueber Probebelastungen in schlammigem Boden sind schon Seite 7 einige Daten gegeben. Bei Ermittelung der Last, welche auf eine Fundamentsohle drückt, ist nicht

nur die vom Bauwerke herrührende Last, sondern auch das Gewicht von dem Erdreiche und Wasser, die etwa senkrecht über der Grundfläche lagern, in Rechnung zu stellen.

§ 4. Die Herstellung, Umschliessung und Ausschöpfung der Baugrube.

Des bequemeren Arbeitens wegen macht man die Baugrube in der Länge und Breite meistens etwas grösser, als die Fundamente werden sollen, die Tiefe dagegen ergiebt sich unmittelbar durch die Lage der Fundamentsohle. Gestatten es die örtlichen Verhältnisse nicht, die Seitenwände der Baugrube mit der dem Bodenmaterial entsprechenden Böschung zu versehen, so wird man meist in einer Entfernung von ca. 1,5^{m} Pfähle eintreiben und hinter diesen horizontale Bohlen einsetzen, gegen welche sich der Erdboden stützt. Diese Pfähle sind, wenn sie eine grössere Höhe erhalten, noch durch Schrägpfähle oder andere Verstrebungen abzusteifen.

Muss eine Baugrube im freien Wasser gebildet werden, so geschieht dies durch Umgebung der Baugrube mit einer Spundwand oder mit Fangedämmen, deren Construction weiter unten erwähnt wird. Die Spundwände können nicht so dicht und kräftig hergestellt werden, dass sie das Wasser von der Baugrube abzuhalten vermögen; sie sollen meistens auch nur die starke Strömung in der Baugrube verhindern, wogegen die Fangedamme sich hinreichend dicht herstellen lassen, um die Baugrube ausschöpfen zu können. Diese Arbeit ist bei tiefen Baugruben namentlich dann schwierig, wenn die Baustelle sich in einem Wasser, oder in der Nähe eines solchen befindet und der Boden sehr durchlässig ist. In solchen Fällen hebt man die Baugrube am besten nur bis zu der Tiefe unmittelbar aus, welche noch ohne Wasserschöpfen zu erreichen ist, vollendet die Aushebung durch Baggern und deckt dann, nach Umgebung mit einer Spundwand, die Sohle der Baugrube mit einer Betonschüttung. Dieser Betonlage muss man genügende Zeit zum Erhärten lassen, bevor man das darüber stehende Wasser ausschöpft, denn würde man sie dem Wasserdrucke aussetzen, so lange der verbindende Mörtel noch weich ist, so würde das Wasser an einzelnen Stellen diesen herausspülen, wodurch der Beton alle Festigkeit verliert und für die Quellen wieder durchlässig wird.

Zum Schöpfen des Wassers pflegt man in der Baugrube noch eine Vertiefung, den sog. Sumpf zu bilden, woraus die Schöpfmaschine das Wasser entnimmt; dies geschieht besonders deshalb, damit die Sohle der Baugrube wasserfrei gemacht werden und das Wasser in dem Sumpfe seine gröbsten Unreinigkeiten ablagern kann. Bei Anlage des Sumpfes ist darauf zu achten, dass dadurch nicht etwa ein kräftiger Zutritt des Grundwassers eröffnet werde, was dann der Fall sein würde, wenn unter der Sohle einer ziemlich dichten Baugrube besonders durchlässige Schichten vorhanden wären. In diesem Falle würde man zweckmässig die Sohle des Sumpfes mit einer Thon- oder Betonlage bedecken und seine Seitenwände brunnenartig einfassen, damit er in sich möglichst dicht wird und die Zuflüsse aus der Baugrube nur von oben her aufnimmt.

Beim Arbeiten der Schöpfmaschinen bemerkt man oft an einzelnen Stellen einer Baugrube das Hervortreten starker Quellen, die man zu stopfen versuchen muss, um möglichst an Wasserschöpfarbeit zu sparen. Das Verstopfen der Quellen ist aber nicht immer erfolgreich, denn bei sandigem oder kiesigem Boden wird nach dem Verstopfen einer Quelle der Wasserdruck im Innern des Bodens vermehrt, wodurch das Wasser sich dann in dieser durchlässigen Schicht einen andern Ausweg zu verschaffen sucht

und so neue Quellen entstehen. Ist aber der Boden mehr thonhaltig und haben sich darin Wasseradern gebildet, so kann eine solche Quelle durch Hineintreiben eines Pfahles meistens geschlossen werden. Zuweilen ist es für solche Fälle auch zweckmässig eine eiserne Röhre von entsprechendem Durchmesser in die Quelle einzutreiben, worin das Wasser erforderlichen Falls bis zum äussern Wasserspiegel emporsteigen kann. Im Sandboden muss man beim Wasserschöpfen besonders vorsichtig sein, dass der Sand nicht zu sehr durch Aufquellen gelockert und in Triebsand verwandelt werde.

Zur Ersparung an Arbeit ist der Wasserausfluss aus der Schöpfmaschine so niedrig wie möglich anzuordnen. Damit man beim Wasserschöpfen gesichert ist, muss die Schöpfmaschine so leistungsfähig sein, dass sie etwa die doppelte Wassermenge bewältigen kann, von jener, die man als normal vorausgesetzt hat. Die zu schöpfende Wassermenge lässt sich im Voraus schwer bestimmen; einigen Anhalt gewährt der Höhenunterschied zwischen dem äusseren Wasserspiegel oder dem Grundwasserstande und der Baugrubensohle. Bezeichnet N die Anzahl der zum Wasserschöpfen erforderlichen Pferdekräfte, F die Grösse der Baugrube in qm und h die Förderhöhe in m, so kann man durch die empirische Formel $N = \frac{F}{150} \cdot h$ überschläglich die erforderliche Kraft ermitteln. In dieser Formel ist die Durchlässigkeit des Bodens, die Undichtigkeit des Fangedammes u. s. w. gar nicht berücksichtigt, sie kann somit auf Zuverlässigkeit keinen Anspruch machen.

Da das Wasserschöpfen in der Regel mit bedeutenden Kosten verbunden ist, so wird man, wenn möglich, meist solche Fundirungen wählen, wobei kein Wasserschöpfen nöthig ist, oder diese Arbeit doch auf das geringste Maass beschränkt wird.

Zweiter Abschnitt.

Die beim Fundiren angewendeten Maschinen und Apparate.

§ 5. Die Wasserschöpfmaschinen.

Um Baugruben trocken zu legen und während des Fundirens wasserfrei zu erhalten, hat man sehr verschiedenartig eingerichtete Schöpfmaschinen angewendet; hier sollen nur jene angeführt werden, welche sich als besonders zweckmässig erwiesen haben und deshalb gegenwärtig am meisten Anwendung finden.

Für Förderhöhen bis zu 1 m kann die in Fig. 40 dargestellte Schwungschaufel Anwendung finden. Bei derselben ist die Schaufel b mit einem Arme ab von ca. 2,5 m Länge verbunden, der an dem Schwingbaume mn sitzt; letzterer dreht sich mit Zapfen in Lagern und hat an den Enden

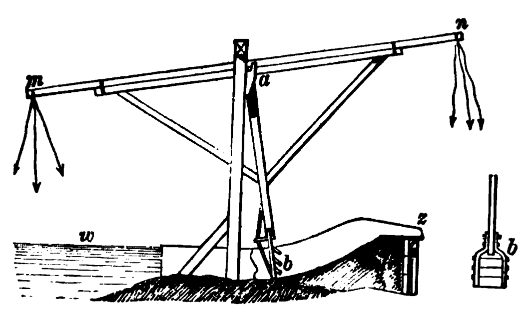


Fig 40. Schwungschaufel.

bei *m* und *n* Zugseile für die Arbeiter. Diese Schaufel muss in einem Gerinne gehen. Einfacher ist die in Fig. 41 dargestellte Wurfschaufel, weil sie kein Gerinne nöthig hat und leichter aufzustellen ist. Die Schaufel *a* hängt an einem Seil in einem hölzernen Dreifuss und hat einen Stiel *b*, der für einen Mann als Handhabe dient; dieser Mann hat seinen Stand auf einer Rüstung oder auf einem Flosse, welches auf dem Wasserspiegel *w* schwimmt. Nach Belidor ist ein geübter Mann im Stande, mittelst dieser Maschine in 6stündiger Tagesarbeit eine Leistung von 120000 Meter-Kilogr. zu verrichten.

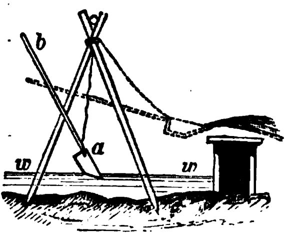


Fig. 41. Wurfschaufel.

Ebenfalls für sehr geringe Förderhöhen sind auch die in Fig. 42 und 43 dargestellten Hebetröge anwendbar. Der Handhebetrog, Fig. 42, besteht aus einer Rinne *ab*, die nahe am zugespitzten Ende um eine feste Axe schwingt, während am andern Ende ein sich nach oben öffnendes Bodenventil *c* den Eintritt des Wassers gestattet und dessen Rückfluss verhindert. Bei *b* fassen die Arbeiter an, die den Trog heben und dadurch das geschöpfte Wasser ausfliessen lassen.

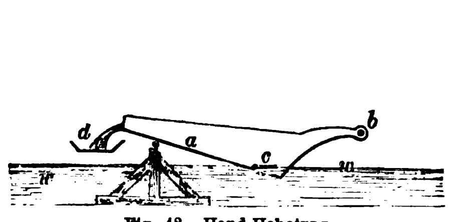


Fig. 42. Hand-Hebetrog.

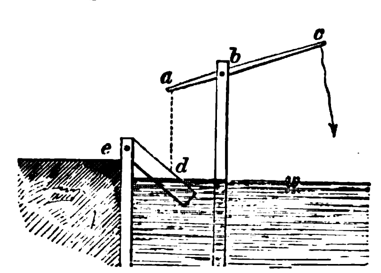


Fig. 43. Schwengel-Hebetrog.

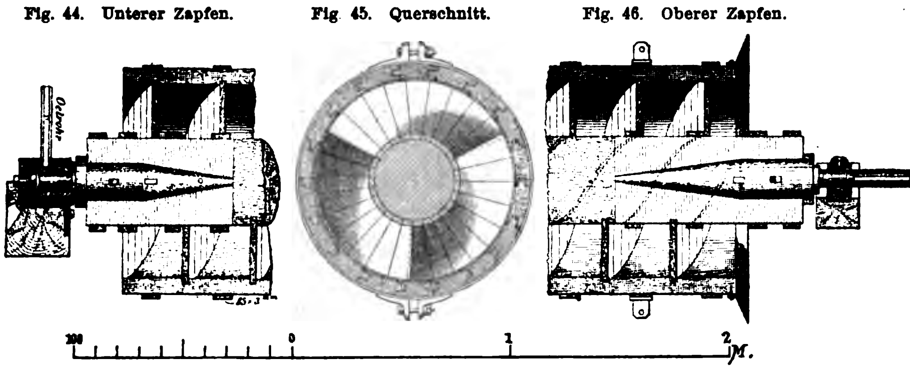
Der Schwengel-Hebetrog, Fig. 43, ist namentlich in Italien gebräuchlich und führt dort den Namen „Conchetta". Der Schwengel *ac* hat bei *c* Zugleinen für die Arbeiter, schwingt um die Axe *b* und ist bei *a* mit dem Hebetroge *de* verbunden. Der letztere hat am tiefsten Punkte eine Bodenklappe und schwingt um den Punkt *e*, wo der Ausfluss des gehobenen Wassers erfolgt. Besondere Vortheile bietet die Maschine nicht.

Eine der besten Schöpfmaschinen zur Bewältigung grosser Wassermassen ist die von Archimedes erfundene und nach ihm benannte Wasserschnecke, die in Bezug auf hohen Nutzeffect alle übrigen Schöpfmaschinen übertrifft. Sie lässt sich leicht und in einem beschränkten Raume aufstellen, dabei ist ihre Wirksamkeit durch tiefes Eintauchen nicht beeinträchtigt; man kann sie also so in die gefüllte Baugrube stellen, dass sie dieselbe völlig leer zu pumpen vermag, ohne ihre Lage zu verändern. Unreinigkeiten des zu schöpfenden Wassers spielen bei der Wasserschnecke keinerlei Rolle, so lange sie nicht grösser sind als die durch die Schnecke hindurch führenden Wege.

In Fig. 44 bis 50 ist eine Wasserschnecke dargestellt, die beim Fundiren der Steuerfreien-Niederlage zu Harburg nach C. Köpcke angewendet wurde und sich sehr gut bewährte.

Sie besteht aus einer hölzernen Spindel und einem solchen Mantel, zwischen denen sich 3 schneckenförmig gewundene Canäle befinden, durch deren Umdrehung die Wasserförderung erfolgt; die einzelnen Gänge müssen ziemlich schmal sein, damit sie sich gehörig mit Wasser füllen. Man wendet aus diesem Grunde meistens

Fig. 44. Unterer Zapfen. Fig. 45. Querschnitt. Fig. 46. Oberer Zapfen.



Archimedes Wasserschnecke.

3- oder 4-faches Gewinde an, wodurch auch noch ein viel gleichmässigeres Ausströmen des Wassers erreicht wird. Die hier dargestellte Schnecke hatte folgende Dimensionen:

Innerer Manteldurchmesser	= 87,6 cm
Spindeldurchmesser	= 38,9 cm
Zahl der Gänge	= 3 cm
Abstand der Gänge	= 31,6 cm
Stärke der Gerinnbrettchen	= 2,4 cm
Lichte Ganghöfe	= 29,2 cm

Die Schnecke hatte eine Baugrube von 1075 qm Grundfläche mit 4,67 m Druckhöhe und eine solche von 3550 qm Grundfläche mit 1,75 m Druckhöhe des Aussenwassers wasserfrei zu halten. Der Boden bestand aus feinem Triebsand, in dem wegen der starken Abdämmung erhebliche Quellen während des ganzen Baues nicht vorkamen; kleinere Quellen hörten von selbst bald wieder auf. Ebenso war die Abdämmung selbst sehr dicht, während ein ziemlich starker Wasserandrang von der Rückseite der Baugrube her stattfand, der es sehr schwer machte, die Böschungen zu halten.

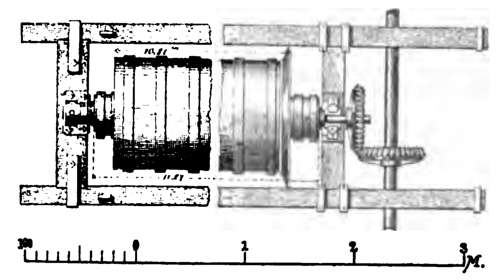


Fig. 47. Grundriss der Schnecke.

In einer Umdrehung förderte die Schnecke 0,1245 cbm Wasser auf 4,97 m Höhe; dabei war die mittlere Umdrehungszahl 16 bis 20 in der Minute. Rechnet man 18, so betrug der Wasserandrang in der Minute 2,241 cbm; da fortwährend geschöpft wurde, ergiebt dies pro Tag à 24 Stunden eine geförderte Wassermasse von $60 \times 24 \times 2{,}241 = 3227$ cbm.

Als Betriebsmaschine diente nach Fig. 48 eine alte Locomotive, die jedenfalls wegen der bedeutenden passiven Widerstände für den Betrieb nicht günstig war. Die Zeit, während welcher die Maschine gearbeitet hat, betrug 268 Tage, daher das ganze geförderte Wasserquantum $268 \times 3227 = 864836$ cbm. Die Kosten der Wasserschöpfung waren folgende:

Heizen und Warten der Maschine .	= 1701,0 ℳ
Coaks	= 6606,7 „
Schmiere	= 954,0 „
Geräthe	= 85,5 „
zusammen	= 9347,2 ℳ

somit kostete 1^{cbm} Wasser auf 1^{m} Höhe zu heben

$$\frac{9347{,}2}{4{,}97 \times 864836} = 0{,}002175 \text{ M},$$

wozu noch der Kostenantheil für Betriebsmaschine und Schnecke hinzukommt.

Aus den Zeichnungen wird die Construction der Schnecke genügend klar, bemerkt mag noch werden, dass der Rahmen, worin die Schnecke gelagert war, mit

Fig. 48. Aufstellung und Betrieb der Schnecke.

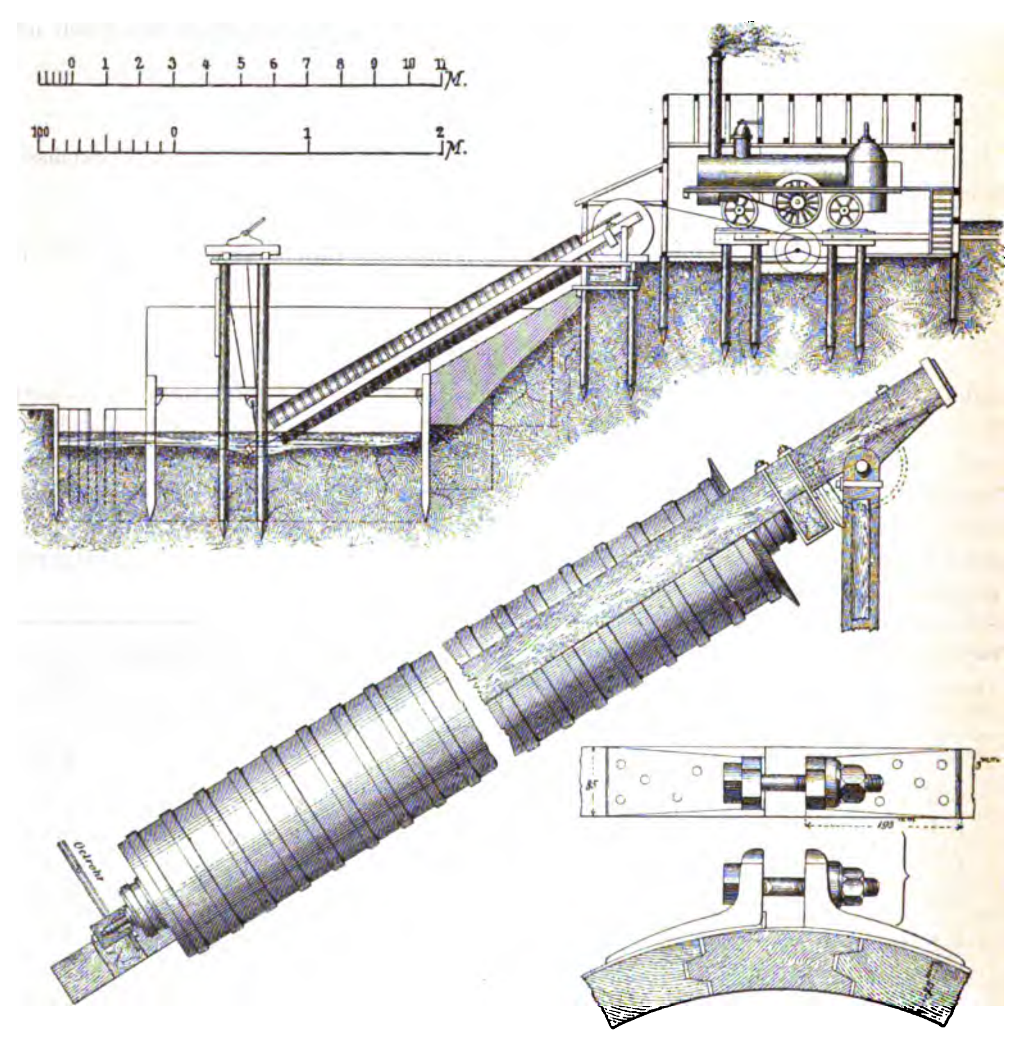


Fig. 49. Ansicht und Querschnitt des Rahmens der Schnecke. Fig. 50. Verbindung der Ringe.

dem unteren Ende an einer Haspelwelle hing, wodurch die Schnecke nach Bedürfniss gehoben und gesenkt werden konnte.

In Bezug auf die Neigung einer Schnecke fand d'Aubuisson, dass die Versuchsschnecke bei einer Umdrehung und verschiedenen Neigungen die folgenden Wassermengen lieferte:

Neigung	= 30°	35°	40°
Wassermenge	= 0,036	0,0286	$0{,}0188^{cbm}$.

Civil-Ingenieur Kröhnke giebt theoretische und praktische Angaben *(Deutsche Bauzeitung 1876, S. 377 u. 386)* über Wasserschnecken, die auf eigene langjährige Erfahrung beruhen. Nennt man:

R den innern Mantelhalbmesser,
r den Spindelhalbmesser,
Q die bei einer Umdrehung der Schnecke geförderte Wassermenge,
M die Anzahl der Umdrehungen in der Minute,
$a = 45°$, den Neigungswinkel der Schraube an der Spindel und
$w = 30°$, den Neigungswinkel, unter dem die Schnecke am zweckmässigsten aufgestellt wird, so ist:

$$r = \frac{R}{3}.$$

Wasserschnecken von 0,1 bis 1,17^m Mantelhalbmesser baut man am zweckmässigsten 4gängig, dann ist:

$$Q = 2\,R^3.$$

Die grösste zulässige Umfangsgeschwindigkeit ist durch Versuche zu 2,2^m bis höchstens 2,25^m in der Secunde ermittelt worden; hiernach ist:

$$M = \frac{21}{R}$$

und das Förderquantum in der Secunde $= 0,7\,R^2$. Das Güteverhältniss für hölzerne Wasserschnecken beträgt 88 bis 89%; zur Ermittelung der erforderlichen Maschinenkraft rechne man aber der Sicherheit wegen nur 84%. Unter Zugrundelegung dieses Nutzeffectes und $a = 45°$, $w = 30°$, $r = \frac{1}{3}\,R$ ist von Kröhnke die nachstehende Tabelle für 4-gängige Wasserschnecken von 0,2 bis 2,3^m Manteldurchmesser berechnet und als vollständig zuverlässig und zutreffend für die practische Ausführung bezeichnet worden.

Durchmesser der Schnecke in Metern	Anzahl der Umgänge pro Minute	Wassermenge pro Sec. in Kubikmetern	Pferdekräfte pro 1 Meter Hubhöhe	Durchmesser der Schnecke in Metern	Anzahl der Umgänge pro Minute	Wassermenge pro Sec. in Kubikmetern	Pferdekräfte pro 1 Meter Hubhöhe
0,2	210	0,007	0,11	1,3	32	0,296	4,70
0,3	140	0,016	0,25	1,4	30	0,344	5,46
0,4	105	0,028	0,44	1,5	28	0,395	6,27
0,5	84	0,044	0,70	1,6	26	0,449	7,13
0,6	70	0,063	1,00	1,7	25	0,508	8,06
0,7	60	0,085	1,35	1,8	23	0,568	9,00
0,8	52	0,112	1,78	1,9	22	0,633	10,05
0,9	47	0,142	2,25	2,0	21	0,702	11,15
1,0	42	0,175	2,78	2,1	20	0,744	12,29
1,1	38	0,212	3,37	2,2	19	0,849	13,48
1,2	35	0,253	4,00	2,3	18	0,928	14,73

Die bedeutende Inanspruchnahme der Spindel durch Torsion bietet bei den Wasserschnecken in Bezug auf grössere Förderhöhen einige Schwierigkeit. Die Gerinnbrettchen müssen in die Spindel doch immerhin mindestens 1,5 bis 2^{cm} tief eingelassen werden, wodurch sie 3 bis 4^{cm} am Durchmesser verliert; für grosse Förderhöhen müssen daher besonders starke Spindeln angewendet werden, was bei grossen zu fördernden

Wassermengen auch geschehen kann. In Harburg erwies sich eine Spindel von 30cm Durchmesser als zu schwach, es wurde daher nachträglich eine solche von 39cm Durchmesser angewendet.

Fig. 51 zeigt die holländische Wasserschraube ohne Ummantelung, die in einer halbcylindrischen offenen Rinne mit höchstens 5mm Spielraum läuft, die meistens aus Mauerwerk hergestellt ist, während die Schraube aus Blech besteht. Diese Schraube kann bis zu Förderhöhen von etwa 2m angewendet werden und in Holland wird dieselbe oft durch die Kraft des Windes in Bewegung gesetzt. Die Neigung der Spindel gegen die Wagerechte beträgt ebenfalls 30°, der Steigungswinkel der Schraubengänge an der Spindel ca. 35°, am Umfange ca. 70 bis 75°. Ein Uebelstand der Wasserschnecken besteht darin, dass man dieselben meist für die localen Verhältnisse construiren muss und sie nach dem Gebrauche nicht leicht wieder verwenden kann. Wenn man hölzerne Wasserschnecken lange im Trockenen aufbewahrt, so werden sie durch Austrocknen des Holzes undicht und verlieren so an Werth.

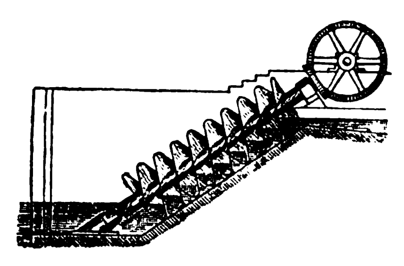


Fig. 51. Holländische Wasserschraube.

Besonders gut zum Trockenlegen der Baugruben sind die Pumpen geeignet, weil sie wenig Raum zur Aufstellung bedürfen und ihre Anschaffungskosten mässig sind; auch lassen sie sich bequem aufbewahren und für andere Verhältnisse wieder verwenden. Man unterscheidet Centrifugalpumpen, Kolbenpumpen, Rotationspumpen, Schraubenpumpen u. s. w., von denen jedoch die beiden ersteren Gattungen für Bauzwecke die gebräuchlichsten sind. Fig. 52 zeigt eine Kreisel- oder Centrifugalpumpe in der Ansicht; hierin ist *s* das Saugrohr, *d* das Druckrohr und *r* die Betriebs-

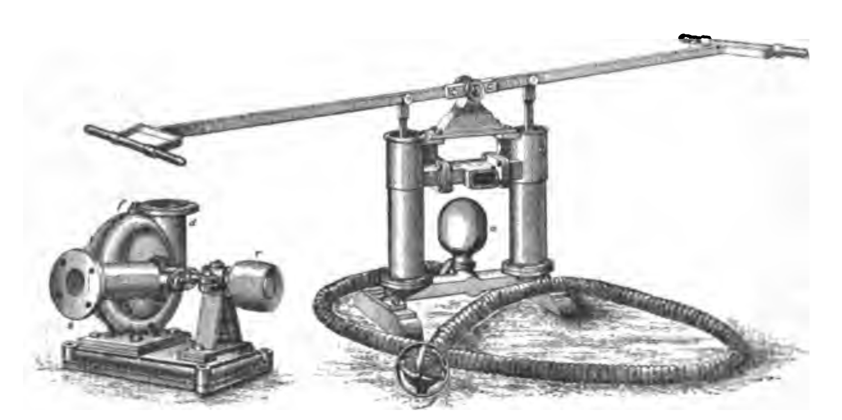


Fig. 52. Centrifugalpumpe. Fig. 53. Kolbenpumpe für Baugruben.

riemenscheibe zur Umdrehung des Schaufelrades. Die Pumpe muss so aufgestellt werden, dass sie, auf einer soliden Unterlage festgeschraubt, beim Betriebe nicht vibriren kann, und ist darauf zu achten, dass die Grundplatte auf dem Fundamente überall gut anliegt, damit sie beim Festschrauben nicht verspannt werde, was daran zu erkennen ist, dass die Pumpenwelle sich nach dem Festschrauben der Pumpe ebenso leicht drehen lässt wie vorher.

Die Centrifugalpumpe erfordert keinerlei Ventil, wenn sie so aufgestellt ist, dass ihr das Wasser von selbst zufliesst. Man kann die Pumpe aber auch mit einer Saug-

höhe bis zu 7^{m} aufstellen, nur muss man in diesem Falle am untern Ende des Saugrohrs ein gutes und genügend grosses Fussventil anbringen, damit das Wasser in der Pumpe gehalten werde, wenn dieselbe ausser Betrieb gesetzt wird. Vor der ersten Ingangsetzung muss die Pumpe und die Saugleitung mittelst des an derselben angebrachten Füllpfropfens *f* mit Wasser angefüllt werden, denn wenn sich Luft in der Saugleitung befindet, versagt die Pumpe den Dienst.

Die Kreisel- oder Centrifugalpumpen beanspruchen bei gleicher Leistung zu ihrem Betriebe stets eine grössere Kraft, als gut construirte Kolbenpumpen, denn ihr Güteverhältniss ist im günstigsten Falle = 0,7 oder = 70 %. Sie haben aber andere Vorzüge, die ihre Anwendung in vielen Fällen empfehlen. Diese bestehen in der grossen Einfachheit und in den daraus hervorgehenden geringen Anlagekosten; ferner darin, dass die Pumpe beim Heben von unreinem Wasser nicht leidet, noch ihren Dienst versagt.

Zur Wasserhaltung der Braunkohlengrube Luthers-Linde bei Muldenstein ist eine Centrifugalpumpe aufgestellt, deren Flügelscheibe 26^{cm} Durchmesser hat und in der Minute ca. 1300 Umdrehungen macht; sie hebt durch 10,5^{cm} weite Röhren ein Wasserquantum von rund 2^{cbm} pro Minute bis zu einer Höhe von 15^{m}. Dabei kommt auf die Saughöhe 6,5^{m}, auf die Druckhöhe 8,5^{m} und die Locomobile steht etwa 7^{m} über der Pumpe. Bei normalen Wasserzuflüssen arbeitet die Pumpe täglich 5 Stunden und verbraucht die Betriebsmaschine stündlich etwa 2 Hektoliter Braunkohle. Obgleich die Pumpe mit schmutzigem Wasser arbeitet, hat sie doch erst nach 6 Monaten neue Compositionslager erhalten. Nach einem Stillstande hebt die Pumpe meist von selbst an; nur selten bleiben unter der Klappe des Fussventils einige Kohlenstückchen liegen, welche durch den Saugkorb mitgerissen sind, und verursachen dann diese einen Aufenthalt von etwa einer halben Stunde, indem das Ventil gereinigt und die Saugleitung wieder gefüllt werden muss *(Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1873, S. 384).*

Die Kolbenpumpen zum Schöpfen aus Baugruben sind in der Regel einfache Saugpumpen und werden gewöhnlich nach Fig. 53 als transportable Doppelpumpen ausgeführt. Jeder der beiden Cylinder hat meistens eine lichte Weite von 16^{cm} und bei einer Saughöhe bis zu 8,8^{m} liefern diese Pumpen, von 4 bis 6 Mann in Bewegung gesetzt, in der Stunde ca. 15^{cbm} Wasser. Als Saugröhren werden fast ausschliesslich Gummispiralschläuche von 6,5^{cm} lichter Weite verwendet, die pro Meter ca. 15 ℳ kosten. Am untern Ende wird ein kupferner Saugkorb mit schmiedeeisernem Schutzkorb angebracht, um gröbere Unreinigkeiten von der Pumpe abzuhalten. Zur Regulirung der gleichmässigeren Wasserzuströmung ist ein Windkessel *w* mit dem gemeinschaftlichen Saugrohr der Cylinder verbunden. Das Güteverhältniss dieser Pumpen ist etwa = 0,8, d. h. die Pumpe liefert an Wasser etwa 80 % von dem Volumen, welches die Kolben beschreiben. Ist d der Cylinderdurchmesser, so ist $\frac{d^2\pi}{4}$ die Kolbenfläche; für den Hub h beschreiben also beide Kolben $2h\frac{d^2\pi}{4}$. Mit dem Güteverhältniss von 0,8 und n Hüben in der Minute liefert die Pumpe also pro Min. eine Wassermenge von:

$$0{,}8 \times 2hn\frac{d^2\pi}{4} = 1{,}25\,nhd^2.$$

Setzt man hier h und d in Metern ein, so erhält man die Wassermenge in Cubikmetern. Die vorstehend dargestellten Pumpen werden von den Fabriken Schumacher in Köln a/R., Knaust in Wien, Blancke & Co. in Merseburg, Garvens in Hannover u. s. w. zum Preise von ca. 200 ℳ geliefert.

Für grössere Baugruben und Förderhöhen von mehr als 7ᵐ wird oft eine der vorigen Pumpe ähnliche Anordnung getroffen, wie sie in Fig. 54 dargestellt ist. Die ausgebohrten Pumpencylinder *a* sind hier tiefer angebracht, so dass das angesaugte Wasser über den Kolben tritt und von diesem gehoben wird. Das Saugventil und das Kolbenventil bestehen aus Gummiplatten auf gusseisernem abgedrehten Gitter. Die Ventilkasten *b* haben aufgeschraubte Deckel, welche leicht abzunehmen sind, um nöthigenfalls die Saugventile bequem reinigen zu können. Zum Betriebe der Pumpen ist ein Kunstkreuz angeordnet, welches durch die Zugstangen *s* betrieben wird; der Betrieb kann in sehr verschiedener Weise erfolgen.

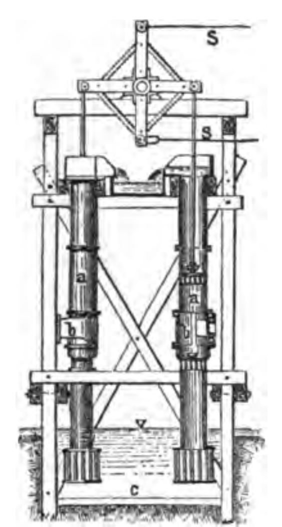
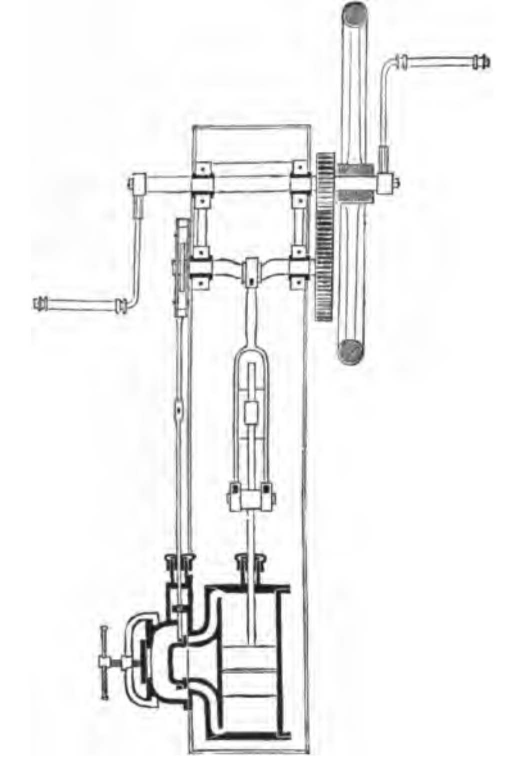


Fig. 54. Saug- u. Hebepumpen.

Solche Pumpen werden auch oft aus Holz hergestellt, indem man 4 starke Bretter an der innern Seite möglichst gerade abrichtet und dieselben dann mit eisernen Bändern dicht zusammenschraubt, so dass eine Röhre von quadratischem Querschnitte entsteht. Für derartige Pumpen ist ein Letestu-Kolben dauerhaft. Wenn man sehr schmutziges Wasser zu schöpfen hat, sind diese Bohlenpumpen ganz zweckmässig; ihre Nutzleistung ist aber nicht so gross wie bei eisernen ausgebohrten Kolbenpumpen.

Zweckmässig zum Wasserschöpfen ist auch die Schlammpumpe von Geert, die weiterhin bei den Sandpumpen dargestellt ist. Ebenso die Weyhe'sche Pumpe, die weder Ventile noch Schieber besitzt. Zum Wasserschöpfen kann man auch die oftmals vorräthige Latrinenpumpe, wie sie zum Entleeren der Abortgruben benutzt wird, passend verwenden. Diese Pumpe ist in Fig. 55 dargestellt. Anstatt der Ventile besorgt hier ein Schieber die wechselnde Absperrung. Mittelst zweier Kurbeln kann die Pumpe durch Arbeiter betrieben werden; man kann dieselbe durch Aufstecken einer Riemenscheibe auf die Betriebswelle aber auch leicht für Maschinenbetrieb einrichten. Die Pumpe ist doppeltwirkend und daher sehr leistungsfähig.


Fig. 55. Latrinenpumpe von Schittinger.

Auch Dampfpumpen werden oft zum Wasserschöpfen aus Baugruben angewendet. Gut bewährt für diesen Zweck haben sich die Dampfpumpen-Systeme von Tangye Brothers und die ebenfalls direct wirkenden Universal-Dampfpumpen von Hayward Tyler & Co., wie solche von Wilh. Brückner in Wien geliefert werden. Fig. 56 zeigt die Anwendung derselben zum Ausschöpfen von Baugruben. Der stehende Dampfkessel kann beliebig aufgestellt werden; von ihm wird

der Dampf durch ein Rohr nach dem Dampfcylinder der Pumpe geleitet. Die Pumpe ist möglichst tief aufgestellt, damit die Saughöhe möglichst gering wird. Das Saug- und Druckrohr der Pumpe sind in Fig. 56 angedeutet. Eine solche Pumpe, die stündlich 12^{cbm} schöpft, kostet 400 fl.; für 25^{cbm} ca. 800 fl. und für 44^{cbm} ca. 1000 fl.

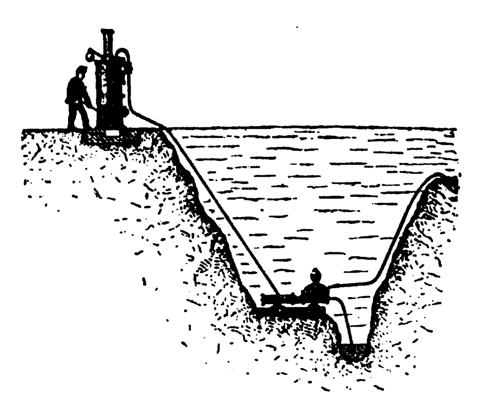
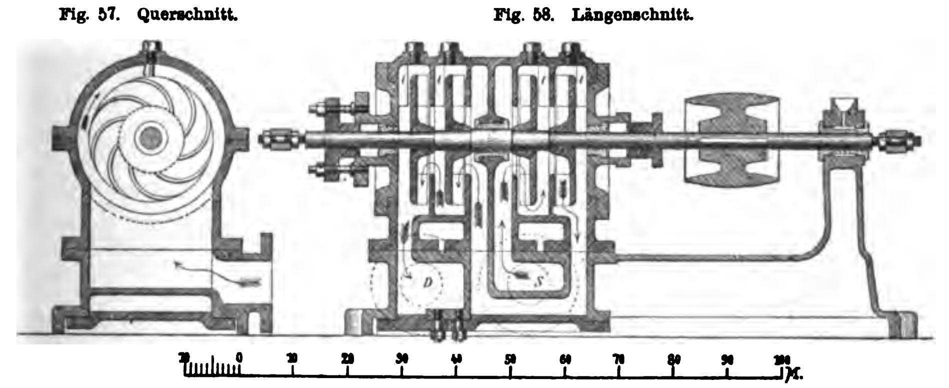


Fig. 56. Aufstellung einer Dampfpumpe.

Bei den Kreisel- oder Centrifugalpumpen muss die Umdrehungsgeschwindigkeit der Flügelscheibe mit der zunehmenden Förderhöhe erheblich wachsen, so muss z. B. eine Pumpe, die bei $2,5^{m}$ Förderhöhe 420 Umdrehungen macht, bei derselben Leistung und 15^{m} Förderhöhe schon 840 Umdrehungen machen. Man kann aber diese wachsende Geschwindigkeit bei zunehmender Förderhöhe dadurch verringern und das Güteverhältniss einer solchen Pumpe bedeutend günstiger gestalten, wenn man 2 oder mehrere ganz gleiche Centrifugalpumpen mit gleichen Umdrehungszahlen in der Weise kuppelt, dass die eine Pumpe der andern die Flüssigkeit zuführt. Hieraus ergeben sich in den einzelnen Pumpen solche Druckverhältnisse, als ob die ganze Förderhöhe H in einzelne Theile getheilt würde und jede Pumpe das Wasser nur um $\frac{1}{n} \cdot H$ zu heben hätte. Eine derartige 4fach gekuppelte Centrifugalpumpe ist in Fig. 57 im Querschnitte und in Fig. 58 im Längenschnitte dargestellt. Dieselbe ist von M. Webers in Berlin bezogen und 1871 vom Verf. d. W. zur Bewässerung eines Ziegelfeldes angewendet.

Die 4 Flügelscheiben sitzen auf einer gemeinschaftlichen Welle, sie haben je 8 Schaufeln oder Flügel von 1^{cm} grösster Stärke und $2,2^{cm}$ Höhe, die an einer $1,3^{cm}$ dicken Scheibe einseitig angegossen sind. Der äussere Durchmesser dieser Flügel-

Fig. 57. Querschnitt. Fig. 58. Längenschnitt.



Vierfache Centrifugalpumpe.

scheiben ist $= 24^{cm}$, der innere $= 11,7^{cm}$. Die Saug- und Druckröhren haben 8^{cm} Lichtweite. Zum Betriebe der Pumpe dient eine Riemenscheibe von 16^{cm} Breite und 21^{cm} Durchmesser, welche pro Minute 600 Umdrehungen macht. Das Wasser wird von der Saugleitung S her, in der Richtung der eingezeichneten Pfeile nach dem Druckrohre D gefördert, wobei die Flügelscheiben sich nach der durch einen Pfeil

bezeichneten Richtung drehen. In jeder Kammer befindet sich eine schmale angegossene Leiste *l*, welche die Rotation des Wasserkörpers zu verhindern hat.

Vortheilhaft sind Centrifugalpumpen besonders zur Förderung grösserer Flüssigkeitsmengen auf kleinere Höhen; doch können sie auch mit 8^m Saughöhe und 40^m Druckhöhe noch gut arbeiten. Für grosse Pumpen empfiehlt sich der zweiseitige Einlauf und nach aussen sich verjüngende Schaufelbreite.

Um die Reibungswiderstände möglichst gering, die Nutzleistung einer Centrifugalpumpe also möglichst gross zu machen und beträchtliche Förderhöhen erreichen zu können, ist es nach Prof. Fink zweckmässig, die Wassergeschwindigkeit in den Rohrleitungen wie bei den Kolbenpumpen nicht grösser als 1 bis 1,5^m pro Sec. zu nehmen. Für diese Geschwindigkeit giebt die folgende Tabelle passende Rohrdurchmesser bei verschiedenen pro Minute zu hebenden Wassermengen:

Wassermenge =	0,5 bis 0,7;	0,7 bis 1,1;	1,2 bis 1,8;	1,9 bis 2,8;	2,9 bis 4,2;	4,3 bis 6,4^{cbm}
Rohrdurchm. =	10	12,5	16	20	25	30^{cm}.

Ferner ist es vortheilhaft, bei dem Flügelrade das Verhältniss des äussern Durchmessers zum innern nicht constant zu nehmen, sondern als Function der Förderhöhe festzustellen, denn die erreichbare Förderhöhe wächst nicht allein mit dem Quadrat der Umdrehungsgeschwindigkeit, sondern auch mit der Differenz der Quadrate des äussern und des innern Radius des Flügelrades, also proportional $R^2 - r^2$, wenn R und r diese Radien bezeichnen. Hiernach würde z. B., wenn $R = 2r$ ist, $R^2 - r^2 = 3r^2$ sein, während für $R = 4r$ diese Differenz $= 15r^2$ wird. Ohne Aenderung der Umdrehungszahl und der Zuflussgeschwindigkeit würde die erreichbare Förderhöhe also durch die Verdoppelung des äussern Raddurchmessers verfünffacht werden. Die folgende Tabelle ist von Fink für verschiedene Förderhöhen berechnet:

Förderhöhe =	1,7 bis 3,9;	4,2 bis 9,4;	7,3 bis 16,4;	11 bis 25;	15 bis 35;	21 bis 47^m
$\frac{R}{r}$ =	1,5	2	2,5	3	3,5	4

wobei der geringeren Förderhöhe 1^m, der grösseren 1,5^m Zuflussgeschwindigkeit entspricht. Für sehr grosse Förderhöhen kann eine Eintrittsgeschwindigkeit von 2^m zugelassen werden, dann ist für eine Förderhöhe von 44^m der Raddurchmesser $R = 3r$, für 62^m Höhe $R = 3,5\,r$ und für 83^m Höhe $R = 4\,r$ zu nehmen.

Bezeichnet man den Centriwinkel, den die Enden der Flügel umfassen, nach Fig. 59 mit φ, so ist dieser durch die Verhältnisse der Centrifugalpumpe genau bestimmt. Bezeichnet nämlich c die radiale und w die tangentiale Componente der Eintrittsgeschwindigkeit v, sowie u die Umfangsgeschwindigkeit des Flügelrades im Radius r, und x, dessen grösster Werth R ist, den veränderlichen Radius der Flügelspirale, so ist die Polargleichung für Flügelräder mit convergenten Seiten:

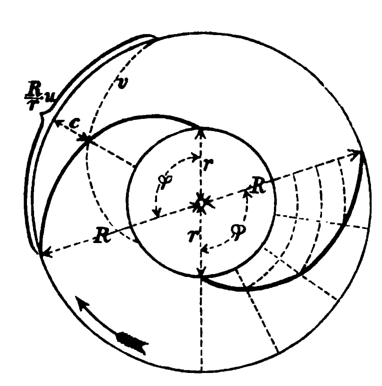


Fig. 59. Flügelräder.

$$x - r = r \frac{c}{u - w} \varphi$$

und für Flügelräder mit parallelen Seiten:

$$x^2 - r^2 = 2\,r^2 \frac{c}{u - w} \varphi.$$

Im ersten Falle soll c constant sein, im zweiten Falle soll c abnehmen, wie der Radius zunimmt, in beiden Fällen soll w proportional dem Radius wachsen.

Sind die Förderhöhe H und $\frac{R}{r}$ gegeben, dann kann aus der letzteren Gleichung u berechnet werden, und der Grenzwerth, den w im Maximum erreichen, aber nicht überschreiten darf, ist $w = \frac{1}{2} u$; es handelt sich also nur um die radiale Componente c der Einflussgeschwindigkeit, welche sich aber aus der lichten Breite b des Flügelrades ergiebt, indem $2\pi r b$ der Cylinderquerschnitt ist, durch den das Wasser mit der Geschwindigkeit c fliesst. Denkt man sich diesen nach Abzug des Flächenraumes, den die Flügel einnehmen, ermittelt, und vergleicht man diesen Querschnitt mit dem des Saugerohres, in welchem das Wasser sich mit der Geschwindigkeit von 1 bezw. $1{,}5^{m}$ bewegen soll, so ist aus dem Verhältniss beider Querschnitte c bestimmt. Je grösser c werden soll, um so kleiner muss b und φ werden. Vortheilhaft für die Nutzleistung der Pumpe ist ein möglichst hoher Druck, unter dem das Wasser das Flügelrad verlässt, also eine möglichst geringe Ausflussgeschwindigkeit. Die Form des absoluten Weges ist unter den obigen Bedingungen gleich, aber entgegengesetzt liegend, der Form der Flügelcurve. In Fig. 59 giebt die punktirte Curve den absoluten Weg, die ausgezogene die Form der Flügel. Hieraus ist leicht ersichtlich, dass mit der Abnahme des Winkels φ der Werth von c grösser wird, also auch die Ausflussgeschwindigkeit V zunehmen muss, während $\frac{R}{r} \cdot u$ und $\frac{R}{r} \cdot w$ für eine bestimmte Druckhöhe constante Zahlen sind. Für Flügelräder mit convergenten Seiten kann man $c = 1$ bis $1{,}5^{m}$, für solche mit parallelen Seiten $c = 1{,}5$ bis $2{,}25^{m}$ nehmen. Ohne Rücksicht auf Reibungswiderstände ist die erreichbare Förderhöhe ausgedrückt durch: $H = 2\,\frac{R^2 - r^2}{r^2} \cdot \frac{w \cdot u}{2g}$, worin $g = 9{,}81^{m}$ die Beschleunigung der Schwere bezeichnet. Mit schätzungsweiser Berücksichtigung der Reibungswiderstände kann man für letztere Gleichung setzen:

$$H = 1{,}7\,\frac{R^2 - r^2}{r^2} \cdot \frac{w \cdot u}{2g} = 1{,}7\left[\left(\frac{R}{r}\right)^2 - 1\right]\frac{w \cdot u}{2g}.$$

Diese Gleichung zeigt, dass man u und w grösser oder kleiner nehmen kann, wenn dementsprechend $\frac{R}{r}$ gewählt wird. Bei Berechnung der obigen Tabelle ist für Räder mit convergenten Seiten $v = 3c$ genommen, dann war $w = \sqrt{9c^2 - c^2} = 2{,}83c$ und die geringste Geschwindigkeit $u = 2 \times 2{,}83c = 5{,}66c$, somit die geringste Umdrehungszahl:

$$z = \frac{60\,u}{2r\pi} = \frac{339{,}4}{2r\pi} \cdot c.$$

Für Räder mit parallelen Seiten ist c um die Hälfte grösser genommen, dann wird bei gleicher Kranzbreite und Umdrehungszahl:

$$w = 1{,}886\,c;\quad v = 2{,}133\,c;\quad z = \frac{226{,}4}{2r\pi} \cdot c.$$

Für $\frac{R}{r}$ erhält man aus der obigen Gleichung:

$$\frac{R}{r} = \sqrt{\frac{2gH}{1{,}7\,w \cdot u} + 1} = \sqrt{\frac{2gH}{3{,}4\,w^2} + 1},$$

wird $u = 2w$ und wird der Werth von w durch c ausgedrückt, so ist:

$$\frac{R}{r} = \sqrt{\frac{2gH}{27{,}2\,c^2} + 1} = \sqrt{\frac{0{,}72\,H}{c2} + 1},$$

dieses Verhältniss ist für obige Tabelle angenommen und ist sowohl für Räder mit

convergenten wie mit parallelen Seiten passend, wenn man für c die Geschwindigkeit 1^m bis $1,5^m$, bei dem angeführten Werthe von b annimmt. Die obigen Polargleichungen der Flügelcurven werden dann:

$$x - r = 0,353\, r \cdot \varphi, \quad \text{und} \quad x^2 - r^2 = 1,06\, r^2 \cdot \varphi.$$

Man erhält nun die Centriwinkel φ in Bogenmaass, wenn man in die letzteren Gleichungen die verschiedenen Werthe von $\frac{R}{r}$ einsetzt. Folgende Tabelle giebt dieselben in Graden:

$\frac{R}{r} = 1^1/_2;\ 2;\ 2,5;\ 3;\ 3,5;\ 4.$

$\varphi = 80;\ 160;\ 240;\ 320;\ 400;\ 480°$ für Flügel mit convergenten Seiten.

$\varphi = 56{:}\ 165;\ 280;\ 430;\ 616;\ 788°$ „ „ „ parallelen „

Vergrössert man die Umdrehungszahl z in der obigen Gleichung um den achten Theil, dann wird $w = \frac{8}{9}$ des früheren Werthes und c das anderthalbfache; also auch die geförderte Wassermenge $1^1/_2$ mal so gross. Da für Räder mit convergenten Seiten c constant ist, für solche mit parallelen Seiten c aber abnimmt wie der Radius zunimmt, und in beiden Fällen w proportional dem Radius wächst, so ist es hiernach leicht, die Geschwindigkeit zu berechnen, mit welcher das Wasser die Pumpe verlässt und aus dieser den Querschnitt der spiralförmigen Erweiterung, welcher mit dem Bogen gleichförmig zunimmt.

Gewöhnlich erhält das Flügelrad 6 Schaufeln, bei grossen Rädern geht man bis zu 10, bei kleinen bis auf 4 herab. Bei Construction der Flügelcurve theile man, wie in Fig. 59 angedeutet, den Centriwinkel φ, welchen die Enden der Flügel einschliessen, durch Radien in gleiche Theile; ebenso die Radbreite durch eine gleiche Anzahl concentrischer Kreise. Der Durchschnitt des ersten Radius mit dem ersten Kreise, des zweiten Radius mit dem zweiten Kreise u. s. w. giebt Punkte der Flügelcurve.

Bei Centrifugalpumpen mit grossen Förderhöhen hat man also die Wahl, entweder für das Flügelrad den Werth $\frac{R}{r}$ nach der Tabelle entsprechend gross zu nehmen und für die Flügelcurve den zugehörigen grossen Centriwinkel φ anzuwenden, oder, wenn man die in langen Spiralen sich hinziehenden Radflügel scheut, so kann man mit demselben Erfolg gekuppelte Pumpen herstellen. Im letzteren Falle würde das Verhältniss $\frac{R}{r} = 2$ für jede einzelne der gekuppelten Pumpen wohl am zweckmässigsten sein. Der Durchmesser d der Saug- und Druckröhren (zweckmässig nach der Tabelle) für die Wassermenge Q pro Min. in Cubikmetern ist dann:

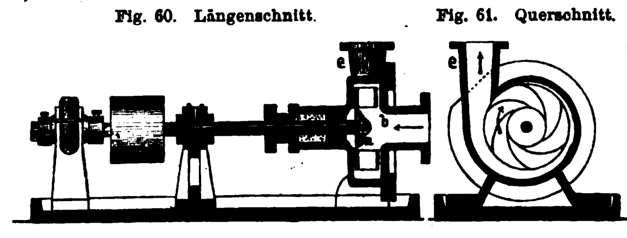
$$d = 2\sqrt{\frac{6\,Q}{\pi\sqrt{2\,g\,H}}}$$

und hiernach $r = 0,6\,d$; $R = 1,2\,d$. Für Räder mit convergenten Seiten ist nun passend die Höhe der Flügel $b = 0,36\,d$; $\varphi = 160°$; $u = 1,25\sqrt{2\,g\,H}$. Für Räder mit parallelen Seiten $b = 0,25\,d$; $\varphi = 165°$; $u = 1,3\sqrt{2\,g\,H}$ und in beiden Fällen 6 Flügeln. Der Nutzeffect dieser Pumpen kann auf ca. $60\,\%$ veranschlagt werden, wonach die Betriebskraft zu berechnen ist. Da die Reibungswiderstände der Centrifugalpumpen um so grösser sind, je kleiner die letzteren werden, so dürften dieselben für geringere Wassermengen als $0,5^{cbm}$ pro Min. nicht zweckmässig sein. Für derartige kleine Pumpen empfiehlt sich der einseitige Wasserzufluss, während für grössere

Pumpen der zweiseitige Wasserzufluss vorzuziehen ist, so lange das Rad nicht wesentlich mehr als 1200 Umdrehungen pro Min. macht. *(Sehr gründlich ist die Theorie der Centrifugalpumpen von Eb. Gieseler behandelt in der Zeitschr. des Vereins deutscher Ingenieure 1875, S. 689).*

Fig. 60 und 61 zeigen eine Centrifugalpumpe mit liegender Welle. Das Flügelrad *a* hat 6 Flügel mit parallelen Seiten. *b* ist das Zuleitungsrohr, welches mit dem abschraubbaren Deckel der Pumpe verbunden ist. *e* ist das Druck- oder Steigerohr.

Fig. 60. Längenschnitt. Fig. 61. Querschnitt.



Centrifugalpumpe mit 6 Flügeln.

In Fig. 62 und 63 ist eine Centrifugalpumpe dargestellt, die auf 2 Holzbalken montirt ist. Hierbei hat das Flügelrad *a* convergente Seiten und nur 4 Flügel mit

Fig. 62. Querschnitt.

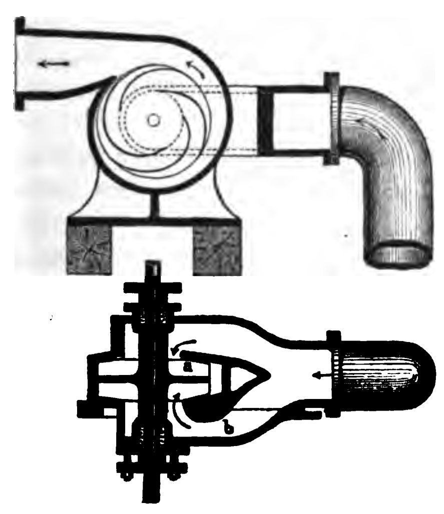
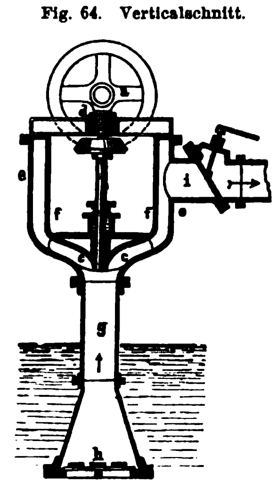


Fig. 63. Horizontalschnitt.
Centrifugalpumpe mit 4 Flügeln.

Fig. 64. Verticalschnitt.



Kreiselpumpe.

grossem Centriwinkel. Das Wasser tritt auf beiden Seiten zum Flügelrade. Der Deckel *b* ist zum Abschrauben eingerichtet. Die Richtung des Wasserlaufes ist durch Pfeile angedeutet.

Eine Centrifugalpumpe mit stehender Welle ist in Fig. 64 im Verticalschnitte dargestellt. Solche Pumpen nennt man vorherrschend „Kreiselpumpen“. Der Antrieb des Kreisels erfolgt durch conische Frictionsscheiben *a*. Die Welle *b* des Kreisels *c* hängt oben bei *d* in einem Kammzapfen. Das in dem Saugerohr *g* aufsteigende Wasser wird von dem Kreiselrade *c* durch den Zwischenraum zwischen den Wänden *e* und *f* nach dem Ausflussrohre *i* gedrückt. Dieses ist mit einer Absperrklappe versehen, die dann zugeschraubt wird, wenn die untere Saugklappe *h* undicht geworden ist und man diese behufs Reinigung herausnehmen muss; in diesem Falle verhindert die obere Klappe den Rücklauf des in der Pumpe enthaltenen Wassers. Vortheile bieten die Pumpen mit stehender Welle nicht. Eine gebräuchliche Auf-

stellungsart der Centrifugalpumpen mit liegender Welle beim Wasserschöpfen aus Baugruben ist in Fig. 65 skizzirt, wenn der Antrieb durch eine Locomobile erfolgen soll.

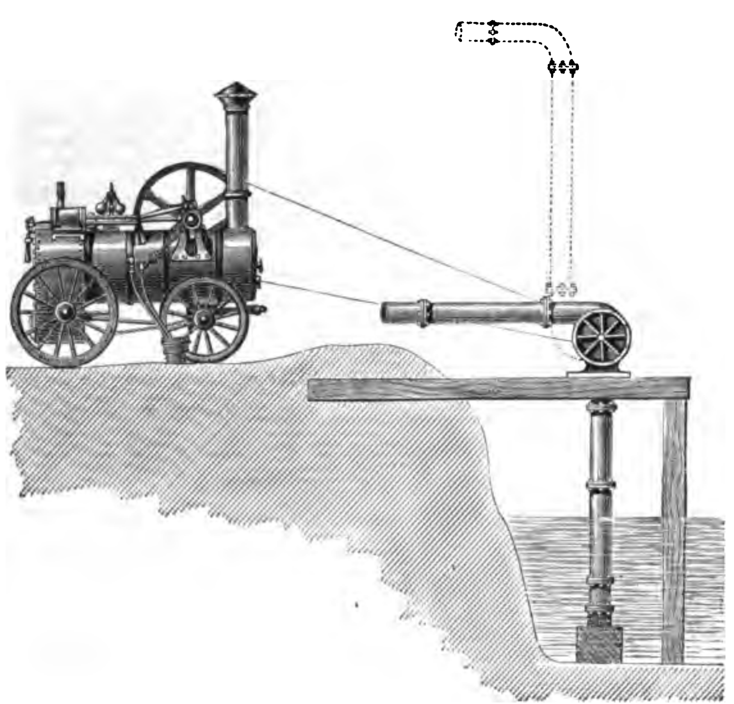


Fig. 65. Aufstellung der Centrifugalpumpen.

Zu erwähnen ist hier noch das Pumprad vom holländischen Ingenieur H. Overmars, welches dieser zuerst im Jahre 1868 ganz aus Eisen construirte; dasselbe ist in Fig. 66 dargestellt. Zum Wasserschöpfen aus Baugruben wird dasselbe wohl nicht oft angewendet und ist auch nur für geringe Förderhöhen gut geeignet. Der Abschluss des Oberwassers erfolgt durch die Radschaufeln und durch die hohle Trommel *e* des Rades. Das Rad hat nur eine geringe Anzahl gekrümmter Schaufeln und genau unter der Radwelle den Kropf *abc* an den die Schaufeln ziemlich genau anschliessen. Die Schaufeln sollen das Wasser nicht blos mechanisch weiterschieben, sondern auch vermöge des genauen Anschlusses längs des Kropfes *abc* eine der Arbeit des Pumpenkolbens ähnliche saugende Wirkung verrichten, weshalb der Erfinder für sein Rad den Namen „Pumprad“ wählte. Solche Schöpfräder sind in neuerer Zeit vielfach verbessert worden und sollen einen Nutzeffect von 90 % gewähren. Wenn das Rad still steht, muss das Oberwasser durch ein Schleussenthor abgesperrt werden.

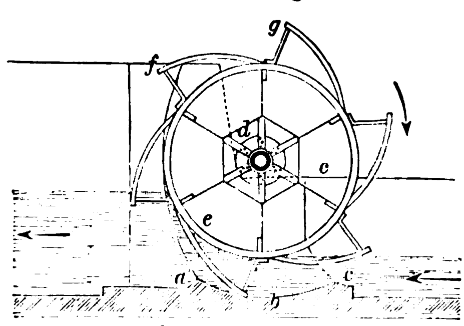


Fig. 66. Overmars Pumprad.

Bei den Erweiterungsbauten im Hafen von **Marseille** im Jahre 1879 war ein durch einen Fangedamm vom Meere abgetrenntes Stück auszuschöpfen, wobei die Meerestiefe 7,6^{m} betrug. Das Wasser, im Ganzen 210000^{cbm}, wurde ausgepumpt durch ein Schöpfrad, bewegt durch eine feststehende 20pferd. Dampfmaschine, und eine Centrifugalpumpe, getrieben von einer 15pferd. Locomobile. Die erstere Wasserhebemaschine ging während 875 Stunden, die letztere während 734 Stunden. Die Schöpfarbeiten kosteten 10240 ℳ. Es kostete 1^{cbm} geschöpftes Wasser 0,048 ℳ, wovon 0,02 ℳ auf die Einrichtung der Apparate, jedoch ausschliesslich des Ankaufspreises, und 0,028 ℳ auf den Betrieb entfallen. Die Förderhöhe stieg allmählig von 0 bis auf ca. 8^{m} (*Annales des ponts et chaussées, Avril 1880)*.

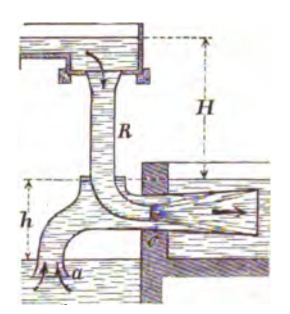


Fig. 67. Saugstrahlpumpe.

In solchen Fällen, wo ein unbenutztes Wassergefälle zur Verfügung steht, wie beim Schleussenbau u. s. w., kann mit Vortheil die Saugstrahlpumpe von den Ingenieuren Nagel und Kämp in Hamburg zum Ausschöpfen der Baugrube benutzt werden. Dieselbe ist nach dem Prinzip des Giffard'schen Injectors construirt, nur wird hier der saugende Dampfstrahl durch einen Wasserstrahl ersetzt. Dem Prinzipe nach ist diese Saugstrahlpumpe in Fig. 67 dargestellt. Das zum Betriebe des Apparates dienende Wasser fällt durch das unten verengte Rohr R, welches bei c in ein weiteres Rohr mündet, dessen hintere Verlängerung im abzusaugenden Wasser der Baugrube eintaucht. Es ist leicht einzusehen, dass so lange das Gefälle H entsprechend grösser ist, als der Abstand h der beiden unteren Wasserspiegel, bei c ein Ansaugen des Wassers von a her stattfinden muss. Wenn sich also ein nutzbares Oberwassergefälle an einer Baustelle vorfindet, hat man für diesen Wasserschöpfapparat nur die Anschaffungskosten aufzuwenden, während der Betrieb des Schöpfens völlig kostenfrei und ohne Beschränkung der Baugrube geschieht.

Eine derartige Saugstrahlpumpe wurde bei einem umfassenden Reparaturbau der Hauptstauschleuse in der Festung Neisse angewendet, dieselbe ist in Fig. 68 bis 71

Fig. 68. Obere Ansicht. Fig. 69. Verticalschnitt.

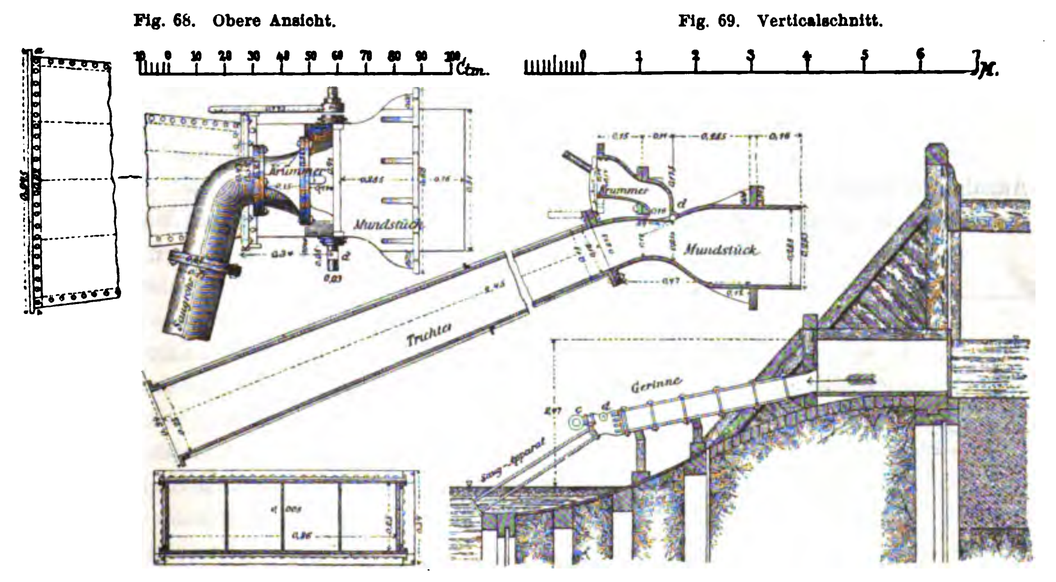


Fig. 70. Schnitt *a b*. Fig. 71. Aufstellung des Apparates.

Saugstrahlpumpe von Nagel & Kämp.

dargestellt *(Zeitschr. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1873, S. 56)*. Die Aufstellung des Apparates zeigt Fig. 71. Ein Schleusenfeld wurde hinter seiner Schütze mit convergirenden Holzwänden versehen, welche das Oberwasser in ein gedecktes hölzernes Gerinne leiten, an dessen unterem Ende der eigentliche Saugapparat befestigt ist. In etwa $1{,}7^{m}$ Abstand von der Mündung des hölzernen Gerinnes war ein starkes Drahtgitter zum Auffangen schwimmender Körper angebracht; diese grössere Entfernung des Gitters von dem Gerinne war deshalb geboten, weil das Wasser, wenn es durch das Gitter strömt, sich leicht mit Luft mischen kann; gelangt diese in das

Gerinne und den Apparat, so würde sie hier eine nachtheilige Einwirkung auf die Saugfähigkeit ausüben. Die nutzbare Gefällhöhe für den Betrieb des Apparates betrug durchschnittlich 2,47^{m}. Das bei *c* durch Krümmer mit dem Apparat verbundene Saugrohr hat 14^{cm} lichte Weite und ist etwa 8,5^{m} lang über den Fangedamm auf die Sohle der Baugrube geleitet, welche ca. 2,5^{m} unter dem Punkte liegt, wo das Saugrohr in den Apparat eintritt.

Der Saugapparat selbst ist in Fig. 69 im Verticalschnitte, in Fig. 68 aber in der obern Ansicht dargestellt. An der engsten Stelle der Mündung des Apparates, da, wo das angesaugte Wasser in denselben einströmt, bei *d*, ist eine Klappe angebracht, die den Eintritt des Betriebswassers in die Saugeleitung verhindert. Diese Klappe kann durch einen seitlichen Stellhebel geöffnet und geschlossen werden, und da von der richtigen Stellung derselben die Leistungsfähigkeit des Apparates wesentlich abhängt, so ist seitlich am Apparat ein Gradbogen angebracht, an dem der Stellhebel an verschiedenen Punkten festgestellt werden kann. Der nach abwärts sich erweiternde Trichter ist nach Fig. 68 und 70 durch Längswände in 4 Abtheilungen zerlegt, wovon jede sich abwärts erweitert, um die Geschwindigkeit des durchströmenden Oberwassers an den engsten Stellen entsprechend zu vermehren.

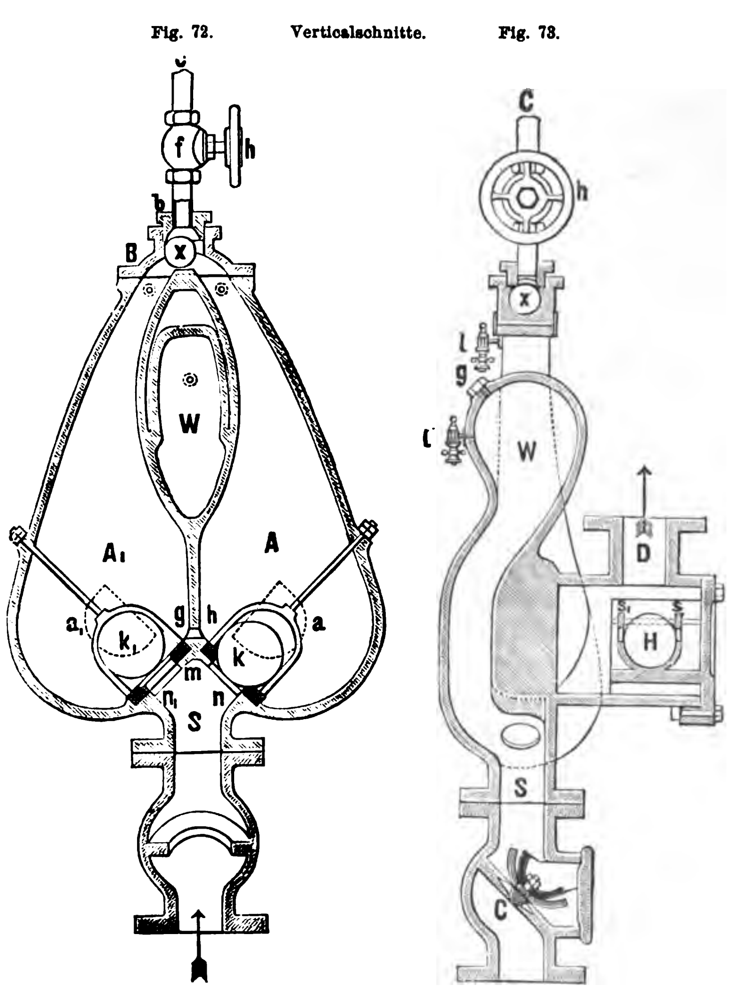
Die Leistungsfähigkeit des Saugapparates wurde durch mehrfache Versuche festgestellt. Zu diesem Zwecke wurde zunächst der Wasserzudrang in die 82,6^{qm} Grundfläche haltende Baugrube auf durchschnittlich 2,562^{cbm} pro Min. ermittelt. Dann ist der Apparat längere Zeit in Thätigkeit gesetzt und die dadurch bewirkte Verminderung des Wasserstandes in der Baugrube gemessen, wodurch sich das in der Minute durch den Apparat geförderte Wasser auf 2,97^{cbm} ergab. Dieses Ergebniss fand aber nur statt, wenn die Klappe im Krümmer 64^{mm} weit geöffnet war, wie dies in Fig. 69 punktirt angedeutet ist. Jede andere Stellung dieser Klappe lieferte ein erheblich ungünstigeres Ergebniss.

In derselben Baugrube war auch eine Centrifugalpumpe aufgestellt, mit der ein vergleichender Versuch vorgenommen wurde. Die Pumpe hatte ein 15^{cm} weites Saugrohr; sie wurde von einer Locomobile betrieben. Der Versuch ergab eine minutlich geförderte Wassermenge von 2,79^{cbm}. Dabei stellten sich die täglichen Kosten für Wartung, Heizung, Schmiere u. s. w. auf 22,5 ℳ, während die Saugstrahlpumpe nach ihrer Inbetriebsetzung während einer 2monatlichen unausgesetzten Thätigkeit keine Ausgaben veranlasste. Die Anschaffungskosten des Apparates mit dem Saugrohr betrugen 1500 ℳ; mit der vollständigen Aufstellung, dem hölzernen Gerinne und den erforderlichen Zimmerungen im Ganzen 1650 ℳ. Wenn man den Apparat noch anderweitig wiederverwenden konnte, stellte er sich also erheblich billiger als die Centrifugalpumpe.

Endlich ist noch der sog. Pulsometer, der 1872 von C. H. Hall in New-York construirt wurde, als Schöpfmaschine zu erwähnen. Der Apparat ist sehr sinnreich und beruht auf dem zuerst von Savery 1698 angewendeten Prinzip, den Dampf direct auf die Fläche des zu hebenden Wassers wirken zu lassen und durch die Condensation des Dampfes mittelst des kalten Wassers einen leeren Raum zu erzeugen. Zum Betriebe erfordert der Pulsometer nur einen Dampfkessel, ausser den Ventilen aber keine anderen mechanischen Bewegungstheile. In Fig. 72 und 73 ist der Pulsometer von Hall in Verticalschnitten dargestellt. Die birnenförmigen Kammern A und A_1 vereinigen sich nach oben hin und hier ist ein Aufsatz B angebracht, für ein Kugelventil x und das Dampfrohr bc, welches bei f ein Absperrventil hat, was durch das Handrad h geöffnet und geschlossen werden kann. Der Innenraum eines Wind-

kessels W steht mit dem Saugrohre S und mit dem Druck- oder Steigrohre D in Verbindung. Das Saugrohr S hat Seitenwände mn und mn_1 mit Durchgangsöffnungen nach den Kammern A und A_1, die abwechselnd durch die Kugelventile k und k_1 geöffnet und geschlossen werden. Canäle a und a_1 führen von den beiden Pumpenkammern nach dem rückwärts angeordneten Ventilkasten des Steigerohres D, worin sich die Druckventile H befinden, deren Kugeln zwischen den Wandungen s und s_1 geführt werden. Das Gummiventil C im Saugrohre S soll den Rücklauf des angesaugten Wassers verhindern.

Fig. 72. Verticalschnitte. Fig. 73.



Pulsometer von Hall.

Am Windkessel W befindet sich eine verschliessbare Oeffnung g zum Einfüllen von Wasser, sowie die Luftventile l.

Denkt man sich den Apparat bereits mit Wasser gefüllt und Dampf durch das Ventil f in die Kammer A einströmen, indem die Kugel x die Kammer A_1 geschlossen hält, so wird der frische Dampf auf die in A befindliche Luft drücken, diese comprimiren und dadurch das Aufsteigen des Wassers im Rohre D bewirken. Ist nun A entleert, so tritt auch Dampf in das Steigrohr, wobei das Wasser zum Theil zurückfallend, den Dampf rasch condensirt. Hierdurch wird in der Kammer A Luftverdünnung erzeugt, der zuerst Wasser aus dem Windkessel W zufällt. Jetzt herrscht in der Kammer A_1 ein grösserer Druck, so dass die Steuerkugel x gegen die obere Oeffnung der Kammer A gedrückt wird und der frische Dampf in die Kammer A_1 einströmen kann. Während diese nun durch den Dampfdruck entleert wird, wobei das Ventil k_1 geschlossen wurde, tritt das Wasser aus dem Saugerohr S durch das Ventil k wieder in die leere Kammer A; dieses Spiel wechselt fortwährend, so lange frischer Dampf durch das Ventil f zuströmt. Mittelst der Luftventile l lässt sich eine Regulirung der Saug- und Druckperiode bewirken; durch Vermehrung des Lufteintrittes wird die Druckdauer abgekürzt, durch ihre Verminderung aber verlängert.

Die Pulsometer sind ihrer Form und inneren Einrichtung nach mannigfach verändert und auch verbessert. Die Fabrik von Koch, Bantelmann & Paasch in Magdeburg-Buckau liefert Pulsometer, die pro Pferdekraft und Stunde nur 50 Kilo Dampf verbrauchen und bis 100^m Förderhöhe verwendbar sein sollen.

Fig. 74 zeigt die Aufstellung eines Pulsometers, der 1886 von Carl Eichler vorm. C. H. Hall in Fürstenwalde und Berlin geliefert wurde und zur Modergewinnung dient. Der Pulsometer ist mit einem Saugeschlauch an einem schwimmenden Prahme befestigt und der Saugekorb in das Moderlager herabgelassen. Auf dem Prahme steht ein kleiner Dampfkessel, der mit 3 Atm. Druck arbeitet. Mittelst Druckröhren wird die Modermasse in flüssigem Zustande in Bassins gedrückt, die an beiden Seerändern ausgegraben sind, und zur Ablagerung der Modermassen dienen. Mit Dampfkessel, Druckröhren und Prahm hat dieser Pulsometer 3200 ℳ gekostet. Zum Baggern von Sand, Seeschlick u. s. w. soll der Pulsometer gute Dienste leisten. Wegen seiner einfachen Bedienung und billigen Unterhaltung, durch Ersparniss an Schmiere und Putzmaterial dürfte der Pulsometer den Dampfpumpen gegenüber beim Wasserschöpfen vorzuziehen sein, selbst dann, wenn derselbe etwas mehr Dampf als die Dampfpumpe verbraucht. Bezeichnet W das Gewicht in Kilogr. des pro Stunde und Maschinenpferdekraft gebrauchten Dampfes, h die Förderhöhe in Metern und t die Temperaturzunahme des geförderten Wassers in Graden Celsius, so ist nach Prof. Riehn:

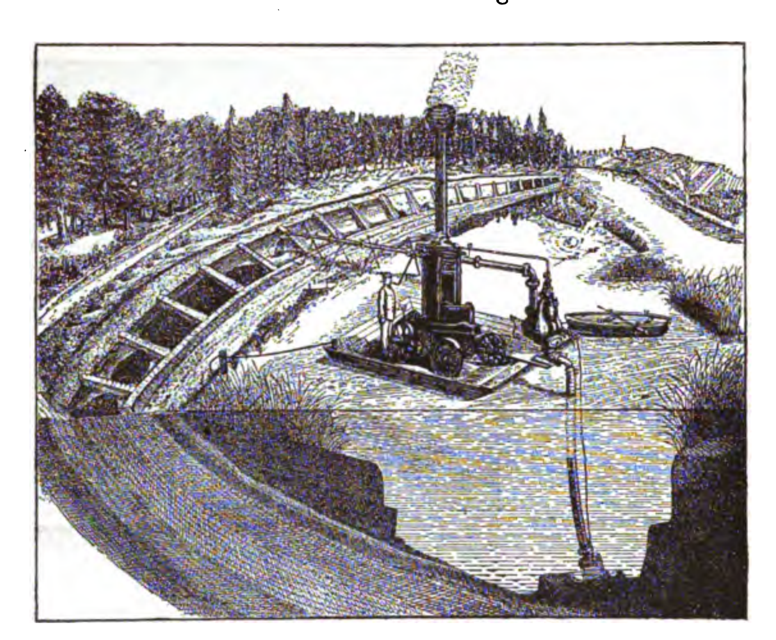


Fig. 74. Aufstellung eines Pulsometers.

$$W = 430\frac{t}{h}, \quad \text{oder} \quad t = \frac{W \cdot h}{430}.$$

Ist z. B. $W = 50$ Kilogr. und $h = 15^m$, so ist:

$$t = \frac{W \cdot h}{430} = \frac{50 \cdot 15}{430} = 1{,}744 \text{ Grad Celsius.}$$

§ 6. Die Baggermaschinen.

Die Vorrichtungen, welche zum Lösen und Heben des unter Wasser liegenden Erdreiches angewendet werden, nennt man Baggermaschinen. Da aber viele dieser Maschinen ebenso gut im Trocknen wie unter Wasser zu arbeiten geeignet sind, so unterscheiden Manche: Nassbagger und Trockenbagger. Unsere ältesten Nach-

richten über Bagger reichen nur bis gegen Ende des 16. Jahrhunderts. Die einfachste Einrichtung zeigt der sog. Stielbagger, wobei das an einem langen Stiele befestigte Baggergeräth ein Löffel, eine kastenförmige Schaufel oder ein stählerner Schneidering mit einem Sacke sein kann; man nennt solche Handbagger dann Löffel-, Schaufel- oder Sackbagger. Einen derartigen Bagger zeigt Fig. 75. Der Ring *ab* dient zur Befestigung eines starken Sackes aus Segeltuch, welcher das Baggermaterial aufzunehmen hat. Der untere Theil des Ringes *ab* ist verbreitert und zugeschärft, so dass er eine Schneide bildet, die leicht in den Boden eindringt. Oben am Ringe *a* befindet sich eine Hülse *d* zum Befestigen eines hölzernen Stieles *f* und seitlich am Ringe *a* ist eine Zugleine befestigt. Durch den Stiel *f* kann also der Bagger in den Boden eingedrückt und durch die Zugleine vorwärts bewegt werden, so dass sich der Sack *c* mit Erdboden füllen muss; derselbe wird sodann durch die Zugleine gehoben und entleert.

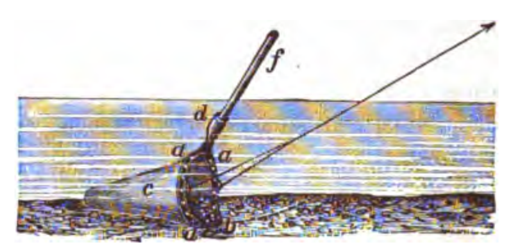


Fig. 75. Sackbagger.

Der in Fig. 76 im Verticalschnitte dargestellte Kettenschaufelbagger ist seit einigen Jahrhunderten in Holland als Hafenräumer angewendet. An den Enden eines Baumes sind 2 Kettentrommeln befestigt, wovon die obere den Antrieb erhält. Die über beide Trommeln liegende Kette *s* ohne Ende ist mit Schaufeln besetzt und deren unteres Trum fördert das Erdreich in einem darunter liegenden Troge *m* zu Tage, worauf es in ein Fahrzeug fällt. Mittelst einer Winde *W* kann der Leiterbaum der Schaufelkette, je nach der Tiefe des Bodens, gehoben oder gesenkt werden. Solche auf einem Schiffe aufgestellte Bagger können nur für weichen, schlammigen Boden Anwendung finden, da sie für hartes Erdreich untauglich sind.

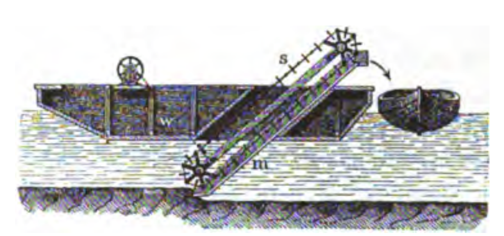
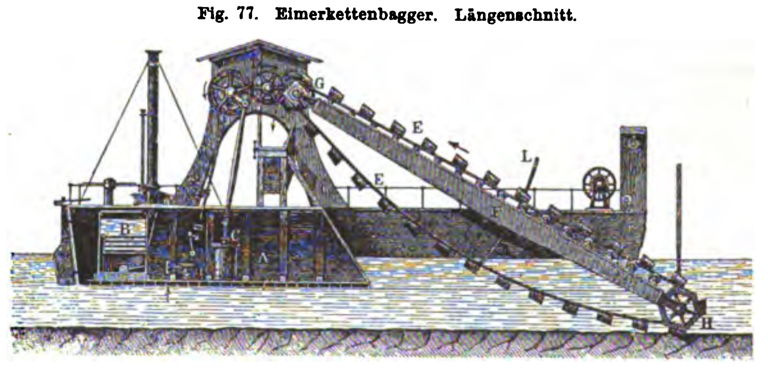


Fig. 76. Kettenschaufelbagger.

Die Bagger dienen entweder 1) zur Vertiefung des Fahrwassers in Flüssen, Strömen und Hafen; 2) zum Ausheben von Baugruben unter Wasser und zum Senken von Fundamentbrunnen; 3) zur Materialgewinnung, z. B. von Sand und Kies aus Flussbetten. Für diese

Fig. 77. Eimerkettenbagger. Längenschnitt.



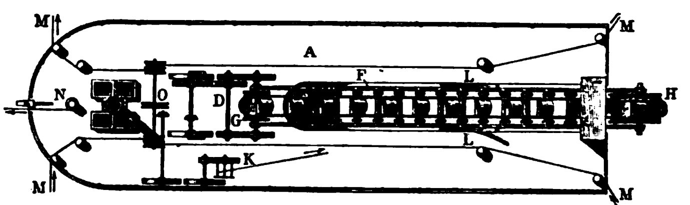


Fig. 78. Eimerkettenbagger. Grundriss.

3 Zwecke sind die Eimerkettenbagger am meisten angewendet worden. Man unterscheidet Eimerbagger mit schrägliegender Kette und solche mit senkrechter Kette. Die letzteren werden meist für Gründungen verwendet, namentlich für Brückenpfeiler, Senkbrunnen u. s. w. Solche Bagger werden meist mit Dampf betrieben. Ein Dampfbagger mit schrägliegender Eimerkette ist in Fig. 77 und 78 dargestellt. A ist der Schiffskörper, B der Dampfkessel, C der Dampfcylinder der Betriebsmaschine, D das Räderwerk zum Betriebe der Eimerkette E, die in einem Längsschlitze des Schiffes angeordnet ist. Die Eimerkette liegt auf den Trommeln G und H, zwischen denen sich die Eimerleiter F befindet, die oben Tragrollen hat, wodurch das obere Trum der Eimerkette mit den gefüllten Eimern getragen wird. Durch eine Winde K und die Kette J kann die Eimerleiter F, zwischen den Schienen L geführt, nach der Tiefe des Wassers eingestellt werden. Das untere Trum der Eimerkette hängt lose herab und daher berühren 2 bis 3 Eimer gleichzeitig den Boden, in den sie sich eingraben und so den Boden bei ihrer Wendung um die Kettentrommel H mit nach oben nehmen und ihn dort in eine ca. 45° geneigte Rinne ausschütten. Die Rinne leitet dann den Erdboden in einen neben dem Bagger stehenden Prahm. Durch die Ketten M und N ist der Bagger bei der Arbeit verankert; die Ketten lassen sich aber auf die Welle O auf- und abwinden, so dass man den Bagger bei der Arbeit nach Erforderniss lenken kann.

Bei allen Erdarbeiten handelt es sich neben dem Ausheben der Erdmassen auch um deren Fortschaffung, die in manchen Fällen ebenso grosse Schwierigkeiten und Kosten verursacht, wie das Graben selbst. Bei den Arbeiten des Suezcanals waren die Bagger mit langen Rinnen und Elevatoren versehen, die das im Canal ausgebaggerte Material auf die Ufer schafften.

Im Nordostseecanal sind vielfach Spülbagger nach Fig. 79 angewendet, als Eimerbagger mit langem Auslegerohr. Der gehobene Boden fällt in einen Trichter, wird hier mit aufgepumptem Wasser stark verdünnt und fliesst dann durch das von Auslegern gehaltene Rohr seitlich ab. Soll das Baggergut noch weiter abseits fortgeschafft werden, so wird das von dem Eimerbagger gehobene Material durch einen

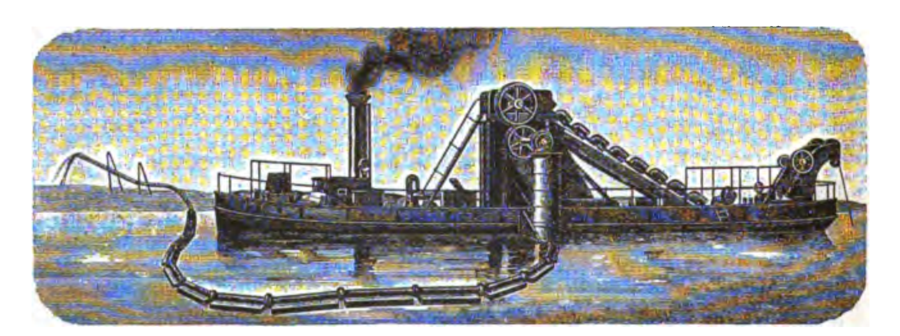


Fig. 79. Spül- und Pressbagger.

Elevator nochmals um 10 bis 15^{m} gehoben und dann wie oben, unter starkem Wasserzusatz in offenen Rinnen oder Röhren bis auf 500^{m} hingespült. Derartige Bagger haben auch statt des langen Auslegerohres nach Fig. 79 eine Druckrohrleitung und werden dann Pressbagger genannt. Der gebaggerte Boden fällt in ein Rührwerk, wird hier von grösseren Steinen befreit und reichlich mit Wasser versetzt, wodurch der Boden in Schlamm umgewandelt und mittelst Kreiselpumpen durch geschlossene

Röhren bis zu etwa 800^{m} entfernt liegende Lagerstellen fortgeschafft wird; solcher Schlamm enthält ca. 8 bis 12 % Erdboden aufgelöst. Die Rohrleitung ist leicht beweglich und folgt den Bewegungen des Baggers in stets veränderten Windungen. Dies ist dadurch ermöglicht, dass die einzelnen, von Holzflössen oder Tonnen getragenen Rohrstücke durch Gummispiralschläuche mit einander verbunden sind. Bagger dieser Art wurden beim Baue des Nordostseecanals vielfach angewendet.

Zu erwähnen ist auch Duckham's Eimerbagger mit pneumatischer Entleerung *(Centralblatt der Bauverwaltung 1882, S. 136).* Dieser ist als Schraubendampfer von 40^{m} Länge, $8{,}2^{m}$ Breite und $2{,}4^{m}$ Tiefgang hergestellt. Betrieben wird er durch eine 25 pferd. Woolf'sche Maschine. Unter Anwendung einer durch Lederschläuche gekuppelten Rohrleitung wird in den Londoner Millwall-Docks das gebaggerte Gut über die Kai's auf 120^{m} Entfernung fortgepresst.

Der erste Dampfbagger mit Eimern scheint 1802 durch Rennie für die Hull Dock Company ausgeführt zu sein. Zur Ausbildung der Eimerbagger hat dann die seit 1770 bestehende schottische Gesellschaft zur Vertiefung des Fahrwassers im Clyde-Flusse viel beigetragen. Das Fahrwasser der Clyde bei Glasgow hatte im Jahre 1800 kaum 1^{m} Tiefe; durch die grossartigen Baggerarbeiten war es 1825 schon auf $3{,}75^{m}$ und 1863 bis auf 7^{m} vertieft.

Der Dampfbagger No. 5 in **Hamburg,** bei Smilinski daselbst erbaut *(dargestellt in der Zeitschr. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1868, S. 231),* baggert bis zu $7{,}44^{m}$ Tiefe unter dem Wasserspiegel, wobei die Eimerleiter 45° Neigung gegen den Horizont hat, und fördert pro Arbeitsstunde 80 bis 105^{cbm} Boden. — Beim Hafenbau in **Triest** ist ein grosser Schiffsbagger angewendet, der ca. 100000 fl. kostete; derselbe baggert bis 12^{m} Tiefe und fördert täglich im Durchschnitt bei 10 stündiger Arbeitszeit 800 bis 1000^{cbm} Boden (Seeschlamm); die Baggereimer haben ca. $0{,}2^{cbm}$ Inhalt. — Zum Bau des Kriegshafens in **Kiel** wurde ein von Egells in Berlin gebauter Dampfbagger von 60 Pferdestärken angewendet, der 270000 ℳ kostete *(dargestellt im Prakt. Maschinenconstructeur 1876, S. 25 u. 41).* — Für die zur Trockenlegung des **Lago di Fucino** angelegten Canäle wurde ein Bagger benutzt *(ausführlich dargestellt in Engineering 1876, S. 17),* der pro Minute 17 Baggereimer von je $0{,}12^{cbm}$ Fassungsraum entleerte; in 10 Stunden wurden etwa 1520^{cbm} Boden gebaggert und, bei $^1/_3$ Verlust, etwa 1000^{cbm} gewonnen; die Kosten pro 1^{cbm} Boden beliefen sich auf 0,0885 ℳ. — Von Gebr. Schultze in Mainz wurde 1878 ein Eimerbagger für Baggerzwecke in der Weser geliefert und in **Hoya** stationirt. Derselbe ist $23{,}2^{m}$ lang, 6^{m} breit, hat $0{,}68^{m}$ Tiefgang, arbeitet im gewöhnlichen Betriebe mit 24 Pferdekraft und kostete 44653 ℳ; jeder Eimer fasst gefüllt $0{,}068^{cbm}$. Die in der grössten Tiefe von 4^{m} zu baggernden Bodenarten waren Grand, Kies, Sand und vereinzelt vorkommend Thon. Die gesammten Betriebskosten des Baggers pro 1^{cbm} gebaggerten Bodens betrugen im Jahre 1879 0,27 ℳ; 1880 0,31 ℳ; 1882 0,34 ℳ; 1881, 1883 und 1884 0,34 ℳ; die jährlichen Betriebskosten schwankten zwischen 15967 ℳ und 20286 ℳ; das gebaggerte Quantum zwischen 52416 und 63156^{cbm}.

Der in Fig. 80 und 81 dargestellte Verticalbagger, dessen Construction von Régemortes herrührt, wurde zur Fundirung der Ruhrbrücke bei **Düssern** angewendet *(Zeitschr. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1877, S. 573).* Derselbe wird durch eine Laufbühne von $11{,}2^{m}$ Spannweite getragen, welche sich auf Schienen parallel zur Pfeileraxe bewegte, während der Baggerapparat mit fortschreitender Arbeit seine Lage in der Richtung der Bahnaxe veränderte. Das durch die Eimer gehobene Material fiel über eine Rinne in einen kleinen, auf der Laufbühne befindlichen Kipp-

wagen *w*, durch welchen es in die Wagen der Transportbahn geschafft wurde, die es an die Ablagerungsstelle beförderten.

Die Eimerkette des Baggers legt sich oben um eine 6seitige Betriebstrommel von ca. 30^{cm} Durchmesser, während sie unten über zwei 8seitige Trommeln geführt ist; die Glieder der Kette messen ca. 22^{cm} von Mitte zu Mitte der Bolzen. Der Betrieb des Baggers erfolgt von der Dampfmaschine aus durch eine Riemenscheibe und durch ein Räderpaar mit 9 und 64 Zähnen.

Verlief die Arbeit ohne Störung, so förderte dieser Bagger täglich 100 bis 200^{cbm} Boden, der aber fast nur aus Kies und Sand bestand. Die Baggerarbeit war an einen

Fig. 82. Baggereimer für zähen Boden. Fig. 83.

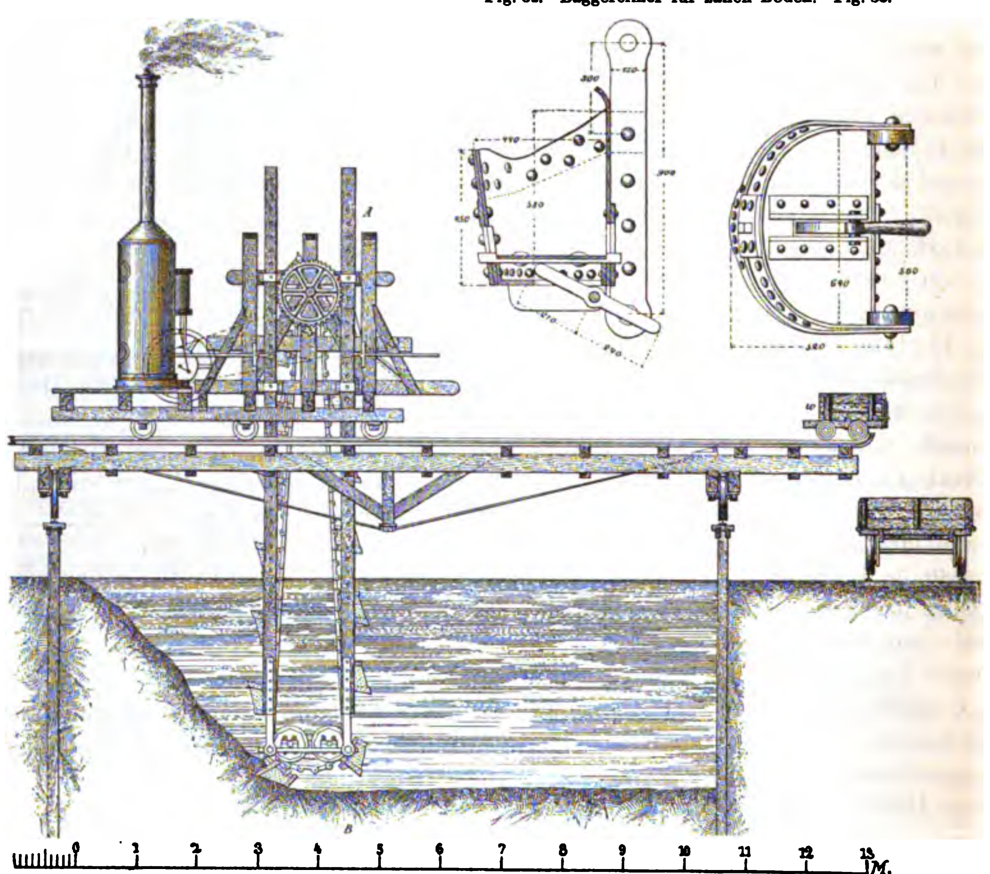


Fig. 80. Verticalbagger mit Dampfbetrieb.

Unternehmer vergeben, der die Bagger, sowie die Schiffe und Wagen von der Bauverwaltung leihweise geliefert erhielt, der aber die Reparatur- und Betriebskosten selbst tragen musste. Ueber Wasser wurde für das Lösen, Laden und Verbauen des Bodens pro 1^{cbm} 0,55 ℳ gezahlt, sobald der Boden unter Wasser bis auf $0{,}9^{m}$ Tiefe mit der Hand gelöst werden musste, stellte sich der Preis auf 1,1 ℳ. Für den Transport des Erdmaterials pro 1^{cbm} war die folgende Tabelle massgebend:

Entfernung =	25;	50;	75;	100;	125;	150;	175;	200;	225;	250;	275;	300 Meter;
Preis =	0,14;	0,17;	0,20;	0,23;	0,26;	0,28;	0,30;	0,32;	0,34;	0,36;	0,38;	0,40 Mark.

Für Baggerung eines Cubikmeters gewachsenen Bodens wurden einschliesslich eines 50^{m} weiten Transportes 1,8 ℳ gezahlt; hiervon war der sehr zähe grüne sandige

Thonboden ausgenommen, für den pro 1^{cbm} 3 ℳ gezahlt wurden. An Baggermiethe rechnete man täglich 10 ℳ.

Recht zweckmässig construirte Verticalbagger dieser Art sind von Waltjen in Bremen ausgeführt worden, dieselben fanden bei den Brunnensenkungen zur Gründung von Kaimauern an den Hamburger Grasbrok-Häfen Verwendung und bewährten sich hier gut.

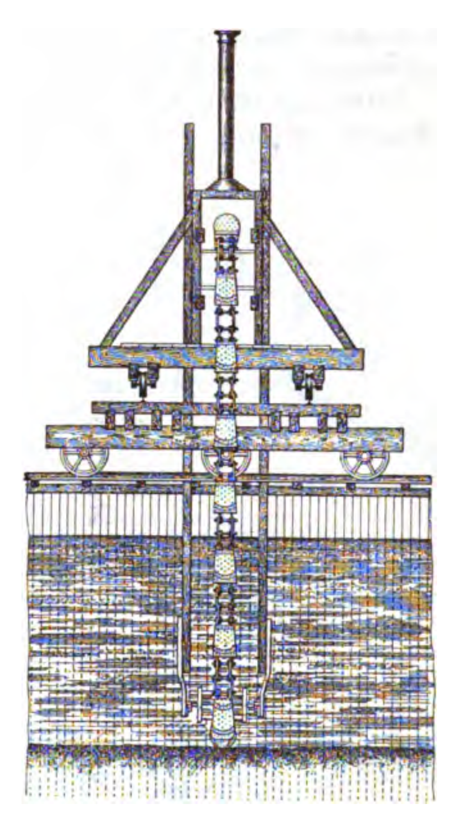


Fig. 81. Schnitt nach *A—B*.

Bei dem im eigentlichen Ruhrbette liegenden Strompfeiler No. II wurde ein Schiffsbagger benutzt, der ein sehr ungünstiges Arbeitsresultat ergab. Nachdem nämlich eine dünne Kiesschicht entfernt war, stiessen die Baggereimer auf Grünsand von so ausserordentlicher Zähigkeit, dass trotz Erhöhung der täglichen Arbeitszeit um 2 Stunden häufig nur 20^{cbm} Boden gebaggert werden konnten. Die für Kies- und Sandmaterial construirten Baggereimer waren nicht geeignet, den grünen sandigen Thon zu fassen, und erst, als die Hälfte der Eimer durch scharfe Kratzen ersetzt war, wurde die Arbeitsleistung etwas günstiger.

Ein Hauptübelstand beim Baggern im zähen Boden besteht darin, dass der Thon sich in den Eimern festsetzt, dass die Eimer, oben angekommen, den Boden also nicht fallen lassen. Lutzer *(Zeitschr. des Vereins deutscher Ingenieure 1874, S. 741)* hat daher den Baggereimern für zähen Boden die in Fig. 82 und 83 dargestellte Einrichtung gegeben, welche beim Ausschütten ein Loslösen des geförderten Materials von den Wänden des Eimers hervorbringt. Unter dem Eimer ist zu diesem Zwecke ein doppelarmiger Hebel angebracht, der, wenn der Eimer in die Stellung zum Ausschütten gelangt ist, mit seinem längeren Arm gegen einen am Gerüst befestigten Knaggen stösst, wobei der andere Hebelarm den beweglichen Boden des Eimers vorschiebt und dadurch das gebaggerte Material aus dem Eimer hinausdrängt. Die Knipple'schen Kippeimer *(Zeitschr. d. Ver. deutscher Ingenieure 1886, S. 1079)* entleeren den Thonboden infolge eines Stosses.

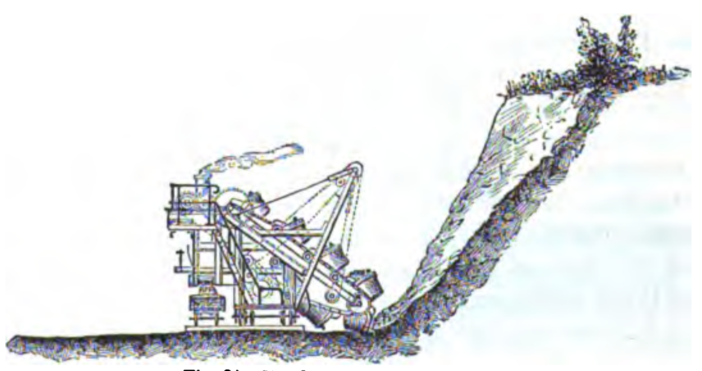


Fig. 84. Trockenbagger für Abträge.

Beim Baue des Suez-Canals hatte Ingenieur Couvreux die Eimerbagger mit Vortheil als Trockenbagger zur Anwendung gebracht. Neuerdings hat die Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft die

Herstellung von Baggern als Specialität aufgenommen. Nachstehend sind einige Trockenbagger dieser Gesellschaft dargestellt. Fig. 84 zeigt einen Lübecker Trockenbagger für Abträge; bei denselben kann die Eimerleiter nahezu horizontal arbeiten, ohne dass die Füllung der Eimer beeinträchtigt wird, indem vorgelegte gegliederte Schutzbleche ein Verschütten des aufgenommenen Erdbodens unmöglich machen. Ferner kann dieser Bagger so eingerichtet werden, dass die Eimerleiter durch Verlängerung und Reserveeimer auch zur Tiefbaggerung brauchbar ist.

Jetzt baut die Lübecker Fabrik ihre Trockenbagger fast ausschliesslich nach dem Patent Vollhering & Bernhardt (D. R. P. 31673). Ein derartiger Bagger nach Fig. 85 baggerte im Jahre 1884 für die Weser-Correction das neue Stromprofil bis zur Sohlentiefe von 4,2^{m} unter Schienenoberkante in einem einzigen Schnitte aus.

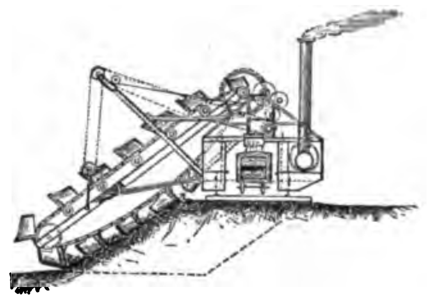


Fig. 85. Trockenbagger für Canalbauten.

Für gleichzeitige Dammschüttung wird dieser Bagger nach Fig. 86 mit einem sog. Traineur verbunden, der ein Transportgurt ist. Für die Zollanschlussbauten in Hamburg lieferte die Fabrik ähnlich eingerichtete Bagger, welche bis zu 5^{m} Tiefe arbeiten; in Bremen lieferten solche Bagger auch sehr günstige Resultate.

Die Lübecker Trockenbagger nach dem Patent von Vollhering & Bernhardt hat nach Fig. 87 bei *a* die Dampfmaschine und das Baggergerüst in einem Wagen *e*, der bei *c* auf Schienen läuft. In einer Aussparung des Wagengestelles *e* befindet sich

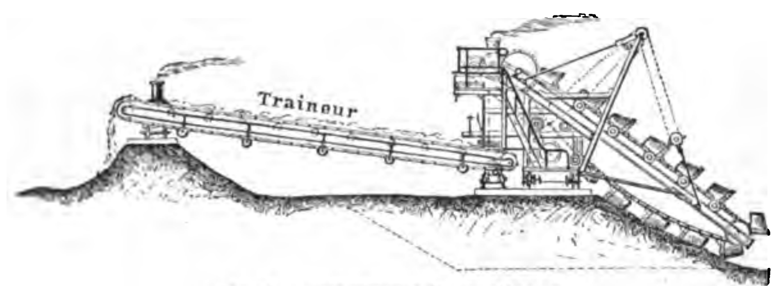


Fig. 86. Trockenbagger für Canalbauten.

der Transportwagen *b* mit besonderem Geleis. Durch diese Anordnung ist die vordere Böschungskante möglichst entlastet und das Gewicht des Dampfkessels und der Maschine auf die entgegengesetzte Seite gebracht, also sicherer fundirt; dann haben die Constructeure eine zweckmässige Antriebsvorrichtung für die Laufräder *c* zur Fortbewegung des ganzen Baggers in Anwendung gebracht. Um die weitausladende Eimerleiter bei Herstellung von Canaleinschnitten, gegen seitliches Ausweichen abzusteifen, ist das Gestell mit Druckstreben *d* und mit seitlich an den Wänden *g* befestigten Zugstangen, sowie mit einer Traverse *f* versehen. Durch diese Anordnung kann die Eimerleiter ohne Weiteres gehoben und gesenkt werden. Will man den Apparat für Abträge benutzen, so wird eine andere, in Fig. 87 punktirt angedeutete, Eimerleiter aufgelegt und dann lässt man die Dampfmaschine entgegengesetzt umlaufen.

Ein solcher Trockenbagger schält den Boden in Lagen von 15 bis 20^{cm} Stärke ab, bringt ihn in die zum Transport bestimmten Eisenbahnwagen *b* und bewegt sich durch eigene Kraft, entsprechend dem Beladen der Wagen, vorwärts und rückwärts.

Seine Leistung beträgt stündlich 120^{cbm}, und er ist im Stande, den härtesten, mit Findlingen stark durchsetzten Boden zu fördern. Bei leichtem Sandboden leistet er bedeutend mehr. Am Nordostseecanal betrug die Monatsleistung eines solchen Trockenbaggers 52000^{cbm}.

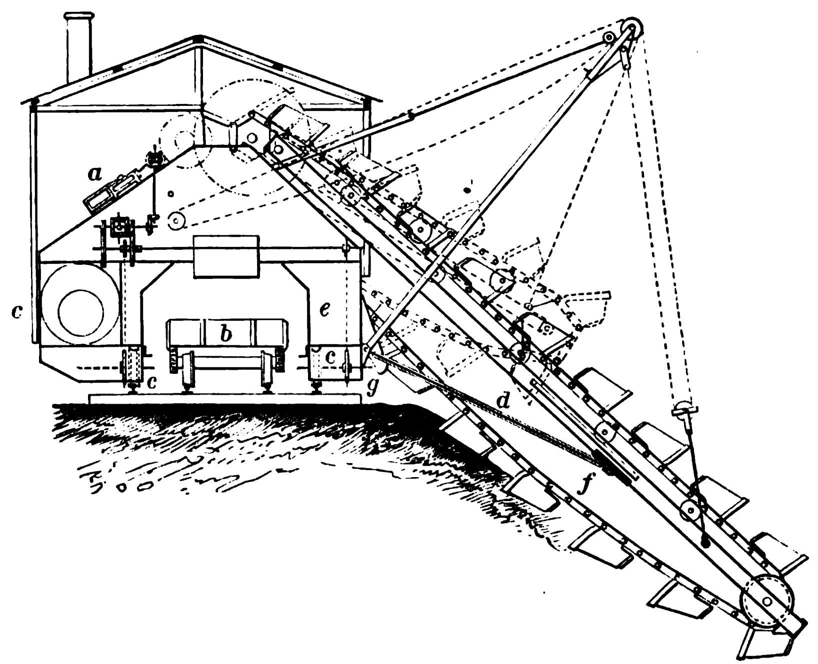


Fig. 87. Lübecker Trockenbagger.

Einen besondern Bagger baut die Lübecker Fabrik zur Aushebung kleiner Schifffahrtscanäle, der für diese Zwecke äusserst zweckmässig ist. Zunächst wird die eine Hälfte des Canals ausgehoben und sodann vom andern Ufer aus die andere Hälfte. Durch Verlängerung der Eimerleiter über die Maschine hinaus, entleert der Bagger seine Eimer direct auf einen parallel zum Canal zu schüttenden Damm. Auf diese Weise stellt der Bagger die ganze Erdarbeit maschinell mit wenigen Leuten her; auch bei schlechten Witterungsverhältnissen und bei Nacht braucht die Arbeit mit diesem Bagger nicht unterbrochen zu werden.

Zur Beseitigung weicher Schlickmassen haben sich in neuerer Zeit die Pumpenbagger gut bewährt. Die ersten grösseren Pumpenbagger sind um 1860 als Kolbenpumpen-Bagger für den Hafen von St. Nazaire gebaut *(Zeitschr. für Bauwesen 1863, S. 104)*. Dann kamen 1866—77 beim Bau des Amsterdamer Seecanales Centrifugalpumpen-Bagger zur Anwendung, vorzugsweise für Sandförderungen. Fig. 88 zeigt einen solchen Bagger; *S* ist das Schiff, *B* das Saugrohr mit dem Saugkopf *C*; *D* ist ein Rührwerk, welches durch die Welle *A* in Umdrehung gesetzt wird. *E* ist die Centrifugalpumpe, *H* das Druckrohr zur Weiterbeförderung des Wasser- und Schlammgemisches.

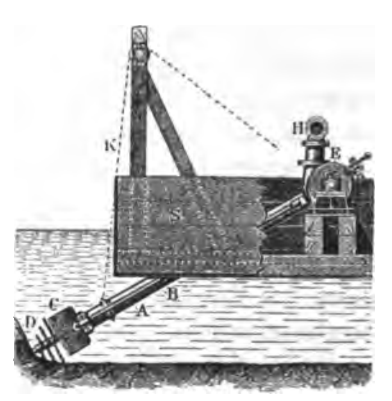


Fig. 88. Centrifugalpumpen-Bagger.

Mittelst der Kette *K* kann das Saugrohr gehoben und gesenkt werden. Die vom Rührwerke *D* losgelösten Erdtheile werden mit Wasser gemengt von der Pumpe in den Saugkopf *C* mitgerissen und durch das Druckrohr *H* beseitigt. Das Mischungsverhältniss von Bodenmaterial und Wasser ist hier im günstigsten Falle 1 : 2.

Fig. 89. Längenschnitt.

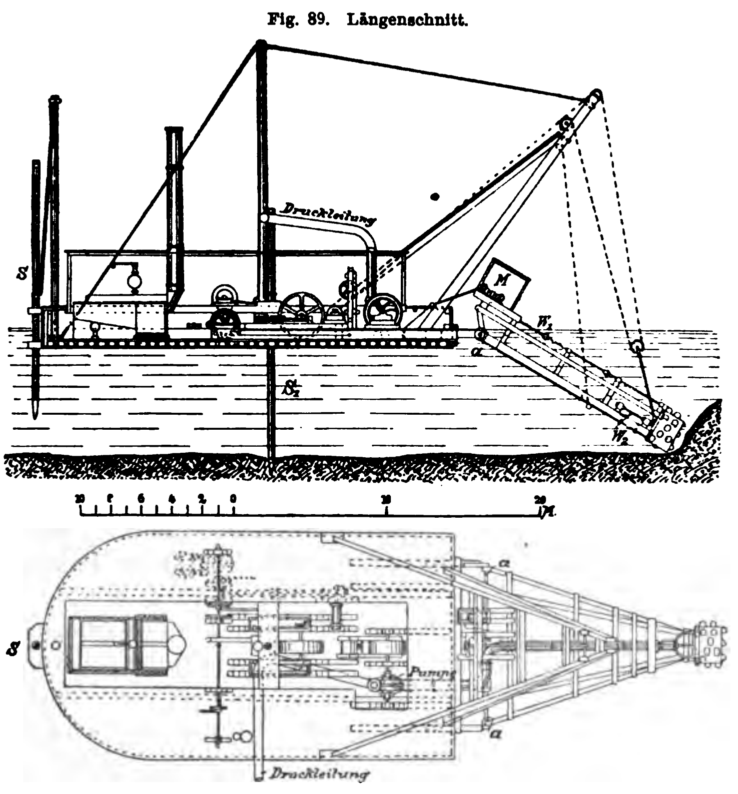


Fig. 90. Grundriss. Centrifugalpumpen-Bagger.

Bei Pumpenbaggern ist der Löseapparat von der Pumpenförderung zu trennen. Pro Sec. bewegt sich der erstere nur mit 1 bis 1,5^m Umdrehungsgeschwindigkeit, damit keine zu grosse Centrifugalkraft erzeugt wird, die den gelösten Boden der Saugewirkung der Pumpe entziehen würde. Der Löseapparat muss eine solche Form erhalten, dass er den gelösten Boden, so weit wie möglich, der Pumpe zuleitet. Die Saugeöffnung ist entsprechend enge zu halten, um so eine grosse Geschwindigkeit und dadurch ein kräftiges Ansaugen des gelösten Bodens nach der Saugeöffnung hin zu erzeugen. Die Geschwindigkeit des mit Erdboden gemischten Wassers ist so gross zu wählen, dass die Stosskraft die grössten zu fördernden Körper mit der nöthigen Geschwindigkeit zu heben vermag *(vergl. die theoretische Untersuchung von F. J. Weiss in der Zeitschr. des Ver. deutscher Ingenieure 1880, S. 519).*

Im Hafen von Oakland arbeitet der in Fig. 89 und 90 dargestellte Centrifugalpumpen-Bagger, der nach den Patenten von *„The Golden State and Miners Iron Works"* hergestellt ist *(Engineering 1884, II. S. 3. B. Salomon: Neuere Bagger- und Erdgrabemaschinen; Zeitschr. des Ver. deutscher Ingenieure 1886, S. 995).* Vor Kopf des vorn rechtwinklig abgeschnittenen Schiffes ist um eine Axe *a* drehbar eine dreieckige Leiter gelagert, welche an ihrem Ende die Schneidevorrichtung trägt und durch eine Winde mit mehrfachem Flaschenzuge gehoben oder gesenkt werden kann. Die Grabvorrichtung besteht aus einem 1,52^m langen Blechcylinder von 2,43^m Durchmesser, welcher auf der Mantel- und Stirnfläche mit einer Anzahl eimerartiger Schaufeln besetzt ist, die den ausgehobenen Boden in das Innere des Cylinders hineinfallen lassen; die Schaufeln sind so eingerichtet, dass bei einer Umdrehung ein Streifen, dessen Breite der ganzen Länge des Cylinders entspricht, bestrichen wird. Die hintere gusseiserne Abschlusswand des Cylinders ist mit der Leiter zuverlässig verbunden,

während der Blechcylinder nur lose darüber geschoben ist und sich auf ihr drehen kann. Durch eine Stopfbüchse in ihrer Mitte ist die Axe W_2 des Grabcylinders hindurchgeführt und mit Kampfzapfen auf der Leiter gelagert. Der Antrieb der Schneidevorrichtung wird durch eine besondere auf der Leiter aufgestellte Dampfmaschine bewirkt, welcher durch Gelenkröhren von dem Schiffskessel der Dampf zugeleitet wird, und die ihre Bewegung durch die Welle W_1 nach unten und durch Zahnradübersetzung auf den Cylinder überträgt.

Die gusseiserne Abschlusswand enthält in ihrer unteren Hälfte eine Oeffnung, entsprechend dem Durchmesser des beiderseitig mit ihr verschraubten Saugrohres; der in den Cylinder hineinragende Theil des letzteren, welcher als Saugkopf dient, steht nur 0,2^m von der Cylinderwand ab, so dass grössere Stücke nicht in das Rohr gelangen können. Um solche Stücke zu zerkleinern, ist die innere Cylinderfläche mit starken 0,18^m langen Stahlzähnen besetst. Die Verbindung des auf der Leiter befestigten Saugrohres mit dem im Schiffe zur Pumpe hinführenden ist durch 2 in die Axe *a* eingeschaltete Krümmer bewirkt, welche eine Verdrehung gegeneinander gestatten. Die Druckleitung ist von der Centrifugalpumpe aus senkrecht in die Höhe geführt und an eine 45^m lange seitlich abzweigende Rohrleitung zur Weiterbetörderung des Baggergutes angeschlossen; soll auf weitere Entfernungen transportirt werden, so wird diese Leitung mit Schwimmröhren verbunden. Die grösste bei diesem Bagger angewendete Transportweite ist ca. 1000^m. Wagerechten Rohrleitungen muss man einen grösseren Querschnitt geben als den geneigten, und zwar um so viel, als die Widerstände bei der Bewegung der Massen grösser sind. Man spart dadurch bei langen Leitungen erheblich an Betriebskraft.

Die Arbeitsführung erfolgt durch die in Fig. 89 angegebenen Ankerstangen S und S_1; um letztere führt das Schiff Kreisschwingungen aus, während S nach Vollendung einer Rinne zur Verlegung des Schiffes dient. Der Bagger hat bei 12stündiger täglicher Arbeitszeit in 25 Tagen einen 548^m langen Canal von 27,43^m Breite und 3,05^m Tiefe ausgehoben. Die geförderte Bodenmenge betrug im Ganzen 44870^{cbm} und im Tagesdurchschnitt 1735^{cbm} oder ca. 175^{cbm} in der Stunde. Eine Stunde täglich war erforderlich zur Reinigung des Grabecylinders. Der Boden wird als „mürber Sandstein“ bezeichnet, bei welchem alle andern Bagger sich als unzureichend erwiesen haben.

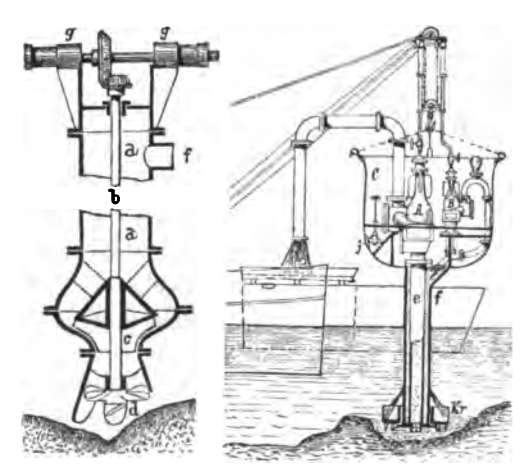


Fig. 91. Fig. 92.

Fig. 91 zeigt eine Baggervorrichtung für Sandboden. Hier ist in dem Gehäuse *a* die verticale Welle *b* nach unten geführt und auf derselben sitzt eine mit Flügeln ausgestattete Schaufel *d*, welche den Sandboden auflockert; zugleich sitzt auf *b* das Rad *c* der Kreiselpumpe, welche Wasser und Sand aufwärts und in die Druckrohrleitung *f* führt. Unten bei *d* hat das Gehäuse einige vorspringende Lappen, welche an jener Seite anzubringen sind, wo der Bagger den Boden schon beseitigt hat, damit hier der Zutritt von sandfreiem Wasser zur Pumpe möglichst verhindert werde. Oben bei *g* kann der Apparat zwischen

2 Prahmen aufgehängt sein; der Antrieb erfolgt durch Frictionscheiben oder conische Räder. Derartige Bagger liefert die Fabrik von Brodnitz & Seydel in Berlin.

Der Pulsometer-Bagger von Neuhaus, Fig. 92, arbeitet anstatt der Pumpe mit Pulsometern. Es sind in dem Blechgehäuse *C* zwei Pulsometer *A* und *B* zu gemeinsamer Arbeit aufgestellt, so dass der kleine Pulsometer *B* sein Druckwasser zum Betriebe des Löseapparates abgiebt. Das Druckrohr des Pulsometers *B* umgiebt nämlich das Saugrohr *e* des Pulsometers *A* und strömt unten gegen die entsprechend eingerichteten Schaufeln des Kreisels *kr*, diesen in Umdrehung versetzend, der dann mit seinen Zähnen den Boden lockert. Der ganze Apparat hängt an dem Krahn eines Schiffes *f*, doch kann derselbe auch selbstständig auf dem Wasser schwimmen. In diesem Falle muss er sich heben und senken lassen. Zum Senken dient der Hahn *i*, indem man durch denselben Wasser in das schwimmende Gefäss einströmen lässt; soll der Apparat dann wieder gehoben werden, so saugt der kleine Pulsometer *B* das durch *i* eingelassene Wasser ab.

Die nachstehend beschriebenen Baggerapparate werden namentlich zum Senken der Brunnen angewendet. Zunächst ist hier die sog. Sandpumpe zu erwähnen, die im Jahre 1867 zur Senkung der ca. 22ᵐ tiefen Brunnen, auf denen die Pfeiler der über den Jumnafluss führenden Brücke der Calcutta- und Delhi-Eisenbahn stehen, erfunden wurde. Diese zu der in Fig. 93 dargestellten Form vervollkommte Sandpumpe wurde von H. Gill zum Senken eines Brunnens auf dem Grundstücke der Berliner Wasserwerke benutzt (*Deutsche Bauzeitung 1871, S. 109*). Sie besteht aus einem auf dem Deckel eines runden Kastens befestigten Cylinder, in welchem ein schwerer Kolben spielt. Dieser Cylinder ist oben und unten ganz offen, und der Kolben, der kein Ventil hat, muss sich frei in demselben bewegen können. Der Deckel des Kastens ist ringsherum mit 12 Ventilklappen versehen, welche das Entweichen des Wassers aus dem Kasten gestatten, den Zutritt desselben aber verhindern. Der Boden des Kastens ist so eingerichtet, dass der Kasten von demselben leicht abgehoben und wiederum mittelst 4 Stück drehbarer Haken und Keile daran befestigt werden kann. Durch die Mitte des Bodens ist ein Rohr geschoben und so befestigt, dass es bis auf 0,105ᵐ zum Deckel reicht. Der Kasten hängt an 4 Ketten, welche sich in einem Ringe vereinigen, der so hoch liegt, dass ihn die Kolbenstange auch in ihrer höchsten Stellung nicht erreicht.

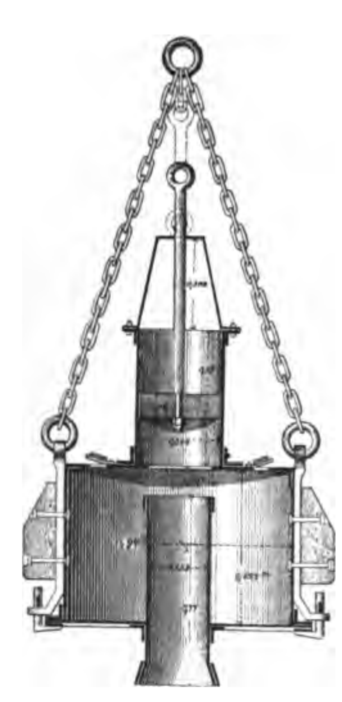


Fig. 93. Sandpumpe.

Die Handhabung der Sandpumpe ist äusserst einfach. Zur Führung derselben dienen 2 übereinander hängende Rollen, die nach Fig. 94 und 95 an einem über der Brunnenmitte auf der Rüstung aufgestellten Dreifusse angebracht sind. Die obere Rolle nimmt die starke Kette auf, an welcher die Sandpumpe mittelst einer Dampfwinde gehoben wird; über die untere Rolle wird die leichte Kette geleitet, an welcher die Kolbenstange befestigt ist. Auf einem Schienengeleise der Rüstung können 2 Lowrys sich bewegen; die eine trägt die Pumpe selbst, die andere einen zweiten Boden derselben. Soll nun der Betrieb beginnen, so wird die Pumpe genau über die Brunnen-

mitte gefahren, mittelst der Dampfwinde etwas gehoben, die Lowry bei Seite geschoben und die Pumpe in den Brunnen bis auf den Sand der Sohle hinunter gelassen; die starke Kette wird darauf von der Winde gelöst und abseits an ein Bein des Dreifusses angehakt. Nun fassen 9 Mann die leichte Kette, an welcher der Kolben hängt, und schnellen ihn wie einen Rammbär in die Höhe. Durch diese Bewegung wird eine Luftverdünnung innerhalb des Kastens bewirkt und durch das Saugrohr tritt Wasser mit Sand gemengt in denselben ein. Bei dem Fallen des Kolbens entweicht das Wasser aus den oberen Ventilklappen, der darin schwebende Sand aber fällt zumeist auf den Boden des Kastens.

Fig. 94. Aufhängung der Sandpumpe.

Fig. 95. Grundriss.

Wenn die Mannschaft tüchtig arbeitet, füllt sie auf diese Weise den Kasten, je nach der Beschaffenheit des Sandes, in 100 bis 150 Schlägen. Sobald dies geschehen ist, wird die Pumpe mittelst der Dampfwinde aus dem Brunnen gehoben und auf eine Lowry gestellt. Nach dem Zurückschlagen der Keile und einer Viertelumdrehung der Haken kann der obere Theil des Kastens von dessen Boden abgehoben werden. Die Lowry wird nun fortgeschoben, der zweite Boden auf der andern Lowry unter den Kasten gebracht, an diesem befestigt und die Pumpe wieder in den Brunnen hinunter gelassen. Wenn 9 Mann an der Pumpe, 2 auf der Rüstung und 1 Maschinenwärter bei guter Aufsicht zusammen arbeiten, konnten sie pro Stunde 5 bis 6 Kasten voll aus dem Brunnen fördern und in der normalen Höhe enthielt ein solcher Kasten $0{,}495^{cbm}$. Die grösste Senkung des Brunnens in einem Tage von 10 Arbeitsstunden betrug $1{,}543^{m}$ und da der Querschnitt des Brunnencylinders bei $4{,}289^{m}$ Durchmesser rund $14{,}48^{qm}$ beträgt, so entspricht diese Leistung einer Sandförderung von $22{,}2^{cbm}$, oder pro Mann nicht ganz 2^{cbm}. Durchschnittlich ist der Brunnen aber nur pro Tag $0{,}837^{m}$ tief versenkt worden, es sind also im Durchschnitt nur $12{,}1^{cbm}$ Boden pro Tag aus dem Brunnen gefördert, was für die aufgewendete Arbeit eine geringe Leistung ist. Am günstigsten förderte die Sandpumpe im feinen scharfen Sande.

Eine andere Sandpumpe, der das Injectorprinzip zu Grunde liegt, ist von J. Robertson in Glasgow erfunden. Dieser sog. hydraulische Excavator (Erdausheber), auf den Hope in England ein Patent nahm, ist im Wesentlichen in Fig. 96 im Verticalschnitte dargestellt. Es wird nämlich Wasser durch den einen Schenkel des gebogenen Rohres hindurchgepresst, welches in den andern Schenkel emporsteigt und den Sand von der Brunnensohle durch eine entsprechende Oeffnung mit sich reisst, wie dies durch die Pfeile angedeutet ist. Die Aufstellung des Apparates zeigt Fig. 97; hier treibt die kleine Dampfmaschine *m* von ca. 4 bis 5 Pferdestärken eine Pumpe, die ihr Wasser durch das Saugrohr *s* erhält. Aus der Pumpe

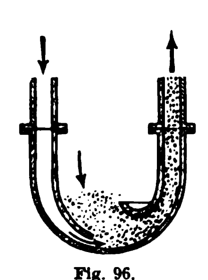


Fig. 96.

tritt das Wasser durch einen hinreichend langen Schlauch in das Druckrohr *d*, welches, an einer Holzführung befestigt, auf die Sohle des Brunnens geleitet ist. Hier reisst das Druckwasser den Sand mit sich fort und steigt mit demselben durch das Druckrohr *D* empor, um schliesslich in einen Erdtransportwagen auszufliessen. Im neuen Hafentheil zu **Glasgow** wurde diese Sandpumpe für die auf Senkbrunnen fundirten Kaimauern der Stobcross-Docks mit Vortheil angewendet. Der Boden bestand in der obern Schicht aus Thon und Sand, unten dagegen aus reinem Sand. Wenn die Pumpe in Thätigkeit war, konnten mit diesem Apparat die Brunnen durchschnittlich 1^m tief pro Stunde gesenkt werden. Die Leistung stellt sich hier also erheblich günstiger als bei der vorhergehend beschriebenen Sandpumpe.

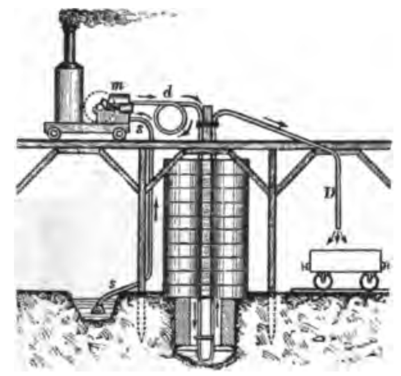


Fig. 97. J. Robertson's hydraul. Excavator.

Nach dem Reisebericht von M. Malézieux benutzte der Ingenieur Eads bei den Gründungen der Mississippi-Brücke ähnliche, nach Fig. 98 construirte Sandpumpen.

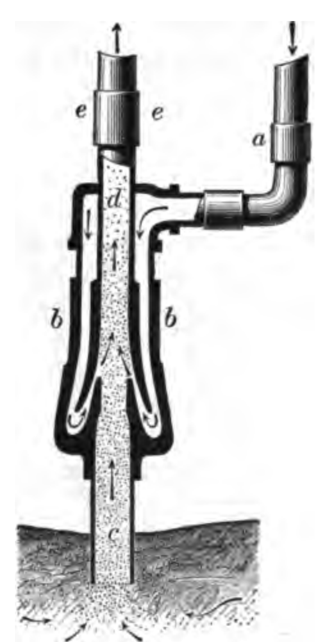
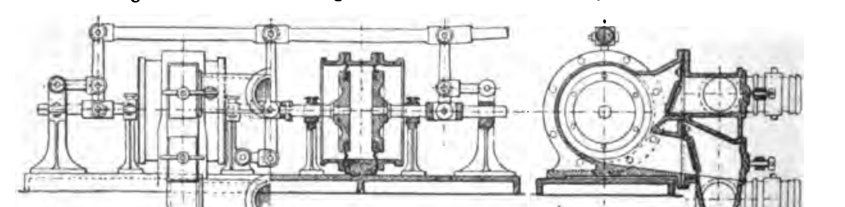


Fig. 98. Sandpumpe von Eads.

Hierbei ist *a* das Druckrohr für das abwärts geführte Wasser, welches in dem Körper *b* eine Wendung nach oben macht, so durch *c* Sand ansaugt und durch *d* und *e* nach oben befördert. Eine solche Sandpumpe von $8{,}8^{cm}$ lichter Weite konnte in 1 Stunde 15^{cbm} Sand heben, wenn man Druckwasser von 10^{kg} Druck pro 1^{qcm} benutzte.

Zum Fördern von Sand und Schlamm eignet sich auch Geerts Schlammpumpe sehr gut; dieselbe ist in Fig. 99 und 100 dargestellt. Sand greift die Cylinder der Kolbenpumpen sehr nachtheilig an, weshalb Geerts für seine Schlammpumpen 2 bewegliche Böden anwendet, die durch weiche Lederstulpe mit dem Cylinder luftdicht verbunden sind; diese Anordnung war schon viel früher bekannt, jedoch nicht zweckmässig durchgeführt worden. Geerts Pumpe hat 2 Cylinder mit gemeinschaftlichem Saug- und Druckrohr. Die Kolben werden durch eine Schubstange in Bewegung gesetzt und die Annäherung der Kolben bewirkt Einsaugen, die Entfernung der Kolben von einander aber das Ausstossen der Flüssigkeit. Die Schubstange kann für Hand- und für Dampfbetrieb eingerichtet werden. Zu **Molle** förderte eine solche Pumpe mit Handbetrieb aus 10^m Tiefe unter Wasser stündlich 6 bis 10^{cbm} weissen Sand.

Fig. 99. Ansicht und Längenschnitt. Fig. 100. Querschnitt.



Geerts Schlammpumpe.

Hierbei waren 4 Mann an der Schubstange thätig und 1 Mann betrieb den Rühr- oder Löseapparat am Saugrohre. Die Leistung dieser Pumpe ist demnach ziemlich bedeutend.

Früher wurden kleinere Brunnen nur mit Hülfe des Sackbohrers versenkt. Derselbe besteht nach Fig. 101 aus einem ca. 1^{m} langen eisernen Gestell, welches unten mit einer Spitze *a* bezw. Schraube, oben mit einer Hülse zur Aufnahme eines langen hölzernen Stiels, und seitlich mit einem halbkreisförmigen zugeschärften Bügel *c* versehen ist, woran ein Sack *b* aus starker Leinwand befestigt wird, der den vom Bügel bei Umdrehung des Bohrers gelösten Boden aufnimmt. Die Umdrehung erfolgt durch die Handhabe *d* und das Heben des gefüllten Sackes mittelst Winde an der Kette *c*. Gewöhnlich hat der Sack nur 0,03 bis 0,05^{cbm} Inhalt, weil die Leinwand ein grösseres Gewicht kaum tragen kann. Bei grösseren Tiefen und weiten Brunnen ist die Leistungsfähigkeit dieses Apparates daher nur gering, weil mit dem beständigen Herausheben des Bohrers viel Zeit verloren geht.

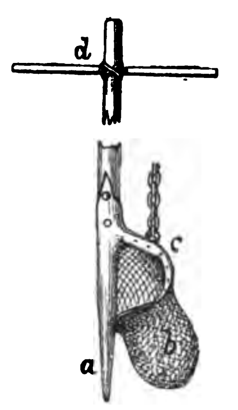
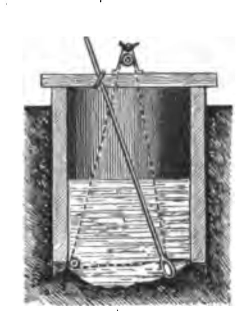


Fig. 101. Sackbohrer.


Fig. 102. Sackbagger.

Mit besserem Erfolge wird beim Senken grösserer Brunnen der Sackbagger angewendet; nach Fig. 102 besteht derselbe aus einer starken hölzernen Stange mit einem eisernen Bügel, woran sich der Sack befindet. Am Brunnenkranze ist eine Rolle befestigt und eine am Bügel des Baggers angebrachte Kette über diese Rolle nach der oben aufgestellten Winde geführt. Mittelst der Winde zieht man den Bagger quer durch den Brunnen, während die Stange oben durch ein umgeschlungenes Tau gegen das Hinaufdringen gesichert ist; der Bügel muss sich also in den Boden eingraben und den daran hängenden Sack rasch füllen, der sodann mittelst der Winde aufgezogen und entleert wird. Sehr leistungsfähig ist auch dieser Baggerapparat nicht, da die Bodenmenge, welche jedesmal gehoben werden muss, zu gering ist, das Aufziehen also viel Zeit beansprucht; auch kommt ein häufiges Reissen der Säcke vor.

Eine recht zweckmässige Verbesserung des Sackbohrers ist der Doppelsackbohrer, der beim Bau der Rokugobrücke in Japan angewendet wurde und in Fig. 103 dargestellt ist *(Exc. Min. of Proceed. of the Instit. of Civil-Engineers 1881—82 P. II.)*. Derselbe besteht aus einer starken Quadrateisenstange, worauf eine Hülse gleitet, die beiderseits mit einem stählernen zugeschärften Schneiderahmen versehen ist, woran die Säcke *S* befestigt sind. Oben hat die Hülse eine Queraxe, die zur Aufnahme gusseiserner Scheiben *f* dient, welche die Hülse belasten und das Eindringen der Schneiderahmen in den Erdboden be-

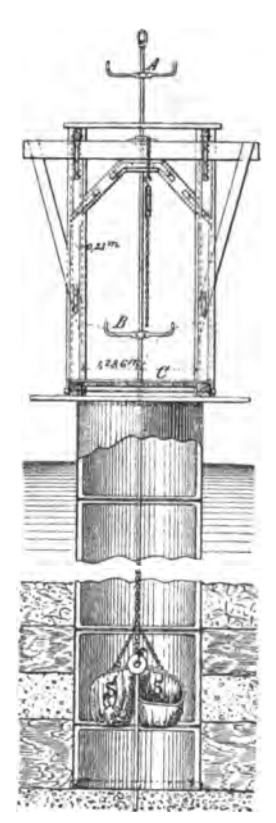
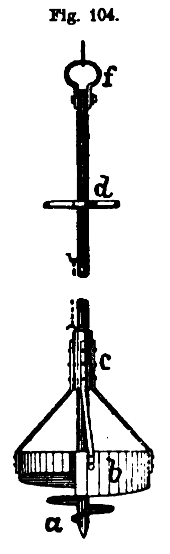


Fig. 103. Doppelsackbohrer.

wirken. Sobald die Säcke *S* gefüllt sind, werden sie an ihrer Hülse vermittelst Kette und Winde empor gezogen, wobei die Hülse auf der quadratischen Bohrstange gleitet und letztere in ihrer Stellung verbleibt. Damit die Säcke rasch entleert werden können, was auf der Arbeitsbühne *C* geschieht, sind sie nur mittelst einer durchgezogenen Schnur an ihrem Ende geschlossen. Die Drehung des Apparates wird durch die Handhaben *A* und *B* bewirkt. Im Sandboden und auch in nicht zu festem Lehmboden kann stündlich in 4 bis 6 Füllungen ca. 2^{cbm} Boden mit dem Apparate gefördert werden, wobei aber 8 Arbeiter in Thätigkeit waren.

Fig. 104.

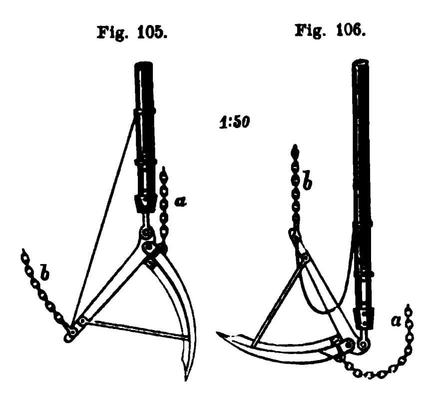


Schraubenbagger.

Viel einfacher in der Construction und in der Handhabung ist der im Prinzip dem vorigen ähnliche Schraubenbagger, der in Fig. 104 dargestellt ist und sich für alle Bodenarten eignet *(Zeitschr. für Bauwesen 1880)*. Die aus Rundeisen, oder besser aus Quadrateisen bestehende Bohrstange hat unten bei *a* eine Schraube von geringer Neigung und auf dieser Stange gleitet eine Hülse *c*, woran mittels 4 eisernen Armen ein Blechbehälter *b* befestigt ist, der mittelst Kette und Winde auf der Stange *a* gehoben werden kann, wenn er mit Boden gefüllt ist. Die Bohrstange hängt bei *f* in einem Bügel und kann durch die Handhabe *d* gedreht werden, wobei die Hülse *c* und der Behälter *b* sich mit drehen. Indem nun die Schraube *a* in den Boden eindringt, füllt sich der Behälter *b* rasch mit Erdboden; er wird sodann auf der Bohrstange gleitend emporgezogen und entleert, was rasch vor sich geht. Der Behälter kann bei jedem Hube etwa 0,6^{cbm} Boden fassen und stündlich wohl 10mal entleert werden, so dass dieser einfache und solide Apparat eine grosse Leistungsfähigkeit besitzt und bei nicht zu tiefen Brunnen unter allen Umständen angewendet werden kann.

In Ostindien, wo in neuerer Zeit viele Eisenbahnbrücken auf Senkbrunnen fundirt sind, wurde die sog. indische Baggerschaufel erfunden, deren Construction Fig. 105 und 106 zeigen. Die etwas gebogene Schaufel ist an einer langen hölzernen Stange in einem Charnier befestigt und steht mit einem Winkelhebel in fester Verbindung. Wird nun die Schaufel in der in Fig. 105 angegebenen Stellung an der Kette *a* hängend in den Brunnen hinabgelassen und auf die Stange oben ein kräftiger Druck ausgeübt, so gräbt die Schaufel sich in den Boden ein. Hierauf wird die Kette *a* nachgelassen, dagegen die Kette *b* angezogen, wodurch die Schaufel die in Fig. 106 gezeichnete Stellung annimmt. In diesem Zustande wird sodann die Schaufel mit dem darauf liegenden Boden an der Kette *b* emporgezogen und entleert.

Fig. 105. Fig. 106.



Indische Baggerschaufel.

Beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn *(Zeitschr. für Bauwesen 1876, S. 35 und 197)* erfolgte die Arbeit mit dieser Schaufel von einem auf dem Brunnen selbst nach Fig. 107 aufgestellten Baggergerüste aus. Wenn ein starker Druck auf die Schaufel in dem Momente des Anziehens der Windekette *b*, also während die Schaufel schneidend aus der lothrechten in die wagerechte Stellung übergeht, aus-

geübt wurde, so füllte sich die Schaufel ziemlich vollständig. Zur Bedienung jeder Schaufel wurden 4 Arbeiter an der Winde, 1 Arbeiter an der Stopfkette, 2 Arbeiter zum Entleeren der Schaufel und zum Verkarren des ausgehobenen Materials, 1 Arbeiter zum Dirigiren der Arbeit und am Druckhebel, im Ganzen mithin 8 Arbeiter verwendet. Unter günstigen Verhältnissen, wenn keine besonderen Schwierigkeiten der Arbeit entgegen traten, wurden mittelst 2 Schaufeln aus jedem Brunnen bei 10stündiger Arbeitszeit durchschnittlich 10 cbm Boden gefördert und hierdurch die Brunnen um 0,31 m gesenkt. Steine von 50×50×30 cm Grösse konnten mit der Schaufel noch verhältnissmässig leicht gefasst und gehoben werden.

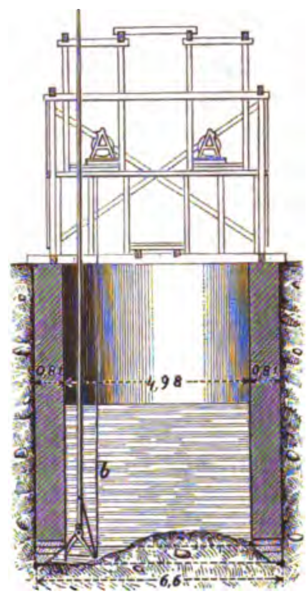
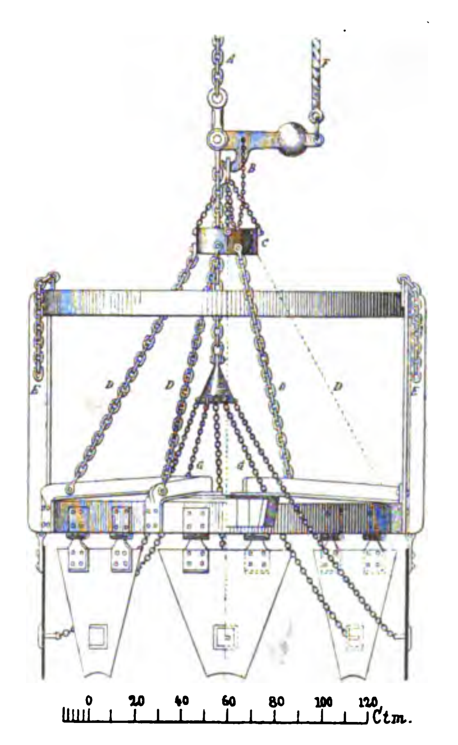


Fig. 107. Indische Baggerschaufel.

Beim Bau der Rheinbrücke bei Wesel wurden mit der indischen Schaufel bessere Resultate erzielt; hier wurden bei 6 Mann Bedienung aus Brunnen von 3,14 m Durchmesser in einem Tage 17,8 cbm Kies gebaggert. Dies war die grösste Leistung, während im Durchschnitt die Brunnen täglich 0,497 m gesenkt wurden, wobei die ganze Versenkungstiefe unter Terrain 5,96 m betrug. Jede Schaufel hatte ein Gewicht von 45 kg und kostete nur 12 ℳ.

Im Jahre 1867 construirte J. Milroy einen Excavator, den er zur Gründung der Klydebrücke in der Glasgower Verbindungsbahn anwendete *(The Engineer 1867, Vol. XXIII., S. 266)*. Die Pfeiler dieser Brücke bestehen je aus 2 gusseisernen Cylindern von 2,54 m Durchmesser, welche bis zu einer Tiefe von 20 m unter das Flussbett mittelst dieses Excavators gesenkt sind. Der Apparat ist in Fig. 108 in der Ansicht und im Durchschnitte dargestellt *(Deutsche Bauzeitung 1868, S. 470)*. Er besteht aus einem 8seitigen eisernen Rahmen, welcher 8 Schaufeln trägt, die sich vermöge ihrer Form zu einem Boden unter dem Rahmen zusammenschliessen können. Beim Hinablassen hängt der Apparat an der Kette *A*, welche über 2 oben an der Rüstung befindliche Rollen geführt und um die Kettentrommel einer Dampfmaschine geschlungen ist. Diese Kette trägt mittelst des Hakens *B* den Ring *C* und dieser wiederum an den Ketten *D* den festen Rahmen des Apparates, von dem die mittels Charniere an ihm befestigten Schaufeln vertical hinunter hängen.

Wird der Excavator in diesem Zustande nun mit ziemlicher Geschwindigkeit hinabgelassen, so dringen die Schaufeln durch das Gewicht des Apparates in den Boden, in welchen sie noch durch die Ketten *E* tiefer hineinge-



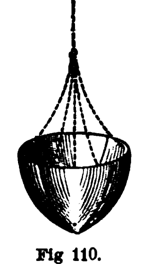
Ansicht. Durchschnitt
Fig. 108. Excavator von J. Milroy.

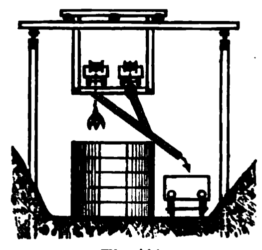
zogen werden. Letztere sind nämlich über Rollen geführt, die an dem tiefsten Punkte des Brunnens angebracht waren, von hier in die Höhe gingen und sich oben um horizontale Wellen oder Kettentrommeln legten. Indem nun diese von Arbeitern gedreht wurden, drangen die Schaufeln des Excavators in den Boden ein.

Jetzt wurde der Haken *B* durch das an ihm befestigte Seil *F* gehoben, so dass der Ring *C* mit den Ketten *D* herunterfiel und beim Wiederanziehen der Kette *A* deren Verlängerung und die davon ausgehenden Ketten *G* in Wirksamkeit traten. Da diese nahe am untern Ende der Schaufeln befestigt waren, so drehten sie dieselben um ihre Charniere und hoben den zwischen ihnen befindlichen Boden. Zog man die Kette *A* weiter an, so hob sie mittelst der Ketten *G* den ganzen Apparat in die Höhe, wobei die ausgehobene Erde auf den nunmehr eine feste Plattform bildenden Schaufeln liegen blieb. Die grösste Leistung dieses Excavators war eine Senkung des Pfeilers von 7,6^{m} Tiefe in einem Tage, während die durchschnittliche tägliche Senkung 4,88^{m} betrug.

Vergleicht man diese Leistung mit den Leistungen der bisher beschriebenen Baggerapparate, so ist der grosse Fortschritt, der mit Einführung der Milroy'schen Excavatoren im Brunnensenken gemacht wurde, leicht zu erkennen. Für reinen Sandboden aber sind die hydraul. Sandpumpen noch zweckmässiger.


Fig 109.


Fig 110.


Fig 111.

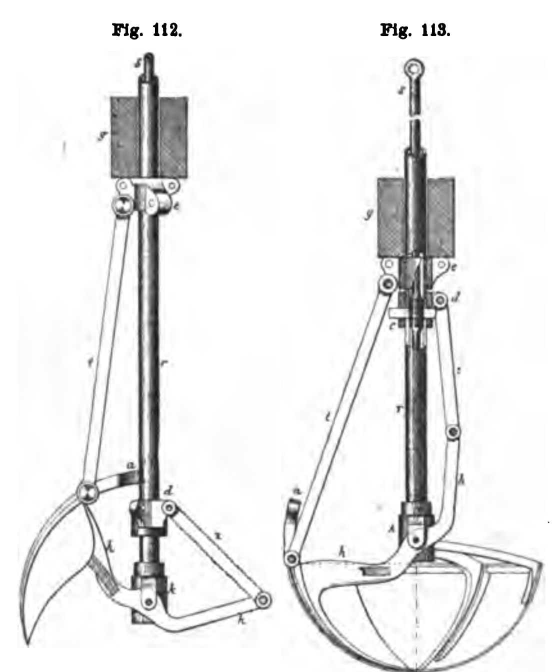
Seither ist der Excavator vielfach verändert und auch wesentlich verbessert worden. Fig. 109 und 110 zeigen einen solchen, der zu den Senkbrunnen für die Kaimauern der Stobcross-Docks bei Glasgow angewendet wurde. Dieser Apparat hat nur 4 gekrümmte Schaufeln, welche dem Eindringen in den Boden geringeren Widerstand entgegensetzen und den Boden leichter erfassen sollen. Den geöffneten Apparat zeigt Fig. 109, den geschlossenen Fig. 110. Wenn der gefüllte Excavator mittelst der inneren Ketten aus dem Brunnen hoch genug gehoben ist, hakt man die innern Ketten mittelst Schneppervorrichtung aus, dann spannen sich die äussern Ketten, die 4 Klappen öffnen sich und lassen ihren Inhalt fallen. In Fig. 111 ist die Anordnung der Excavatorwinden auf dem an einem Laufkrahn hängenden Gerüste dargestellt. Ausserhalb der Brunnenreihe befand sich ein Gleis für die Erdtransportwagen, in deren Kasten die Excavatoren ihren Inhalt mittelst Schüttrinnen herabrutschen liessen.

Der Excavator von Bruce & Batho ist in Fig. 112 und 113 dargestellt *(Revue industrielle 1876, S. 109)*. Hierbei bilden 3 Schaufeln im geschlossenen Zustande einen halbkugelförmigen Behälter. Die Schaufeln, von denen in Fig. 112 der Deutlichkeit wegen nur eine gezeichnet ist, sind an doppelarmigen Hebeln *h* befestigt, an deren freien Enden die Zugstangen *z* angreifen. Die Drehzapfen dieser Hebel sind um den Mittelpunkt der Kugel an einem Rohr *r* angeordnet, in welchem sich eine Hängestange *s* verschieben lässt; mit dieser letzteren sind die Zugstangen *z* durch eine über das Rohr geschobene Hülse *d* verbunden, indem durch die Hülse *d* und dem verstärkten unteren Ende der Hängestange *s* ein Keil *c* getrieben ist, der nach Fig. 113 durch den Längenschlitz des Rohres *r* geht. Dieser Längenschlitz verhin-

dert zugleich ein Drehen der Hülse und ein daraus entstehendes Ecken der Bolzen zwischen der Hülse und den Zugstangen. Ein anderes Zugstangensystem *t* verbindet die Baggerschaufeln mit einer zweiten Hülse *e*, die ebenfalls über das Rohr *r* geschoben und der beständigen Wirkung eines Gewichtes *g* ausgesetzt ist.

Der Apparat hängt nun an 2 Ketten, von denen die eine an dem oberen Ende des Rohres *r*, die andere in dem Oehr der Stange *s* befestigt ist. Indem man die erstere Kette festhält, die andere dagegen nachlässt, muss sich der Behälter so weit öffnen, bis sich die Anschläge *a* der drei Schaufeln an das Rohr *r* anlegen. In diesem Zustande wird der Apparat auf die Sohle des Brunnens hinabgelassen, wo er durch sein Eigengewicht theilweise einsinkt. Nun lässt man die an dem Rohre *r* sitzende Kette los, während man die Kette der Hängestange *s* anzieht; hierbei senkt sich das Gewicht *g* und bewirkt den Schluss des Baggers, der dann an der Stange *s* hängend, mit Erde gefüllt, emporgezogen wird, wobei das Gewicht *g* ein zufälliges Oeffnen des Behälters verhindert.

Diese Excavatoren erhalten einen Durchmesser von 0,7^{m} bis 1,5^{m} und fassen dem entsprechend 0,11^{cbm} bis 0,9^{cbm} Boden. Selbst mit der grössten Gattung dieser Apparate kann man pro Minute einen Hub machen, woraus sich eine stündliche Leistungsfähigkeit von mehr als 50^{cbm} ergiebt. Eine Brücke in der rumänischen Eisenbahnlinie Adjud-Okna wurde 1881 durch Director Saligny 30^{m} tief auf Brunnen fundirt und hierbei wurden Excavatoren nach dem System Bruce & Batho angewendet, welche vom Verf. d. W. construirt waren. Dieselben arbeiteten befriedigend und mit den für diesen Zweck hergestellten Frictionswinden, die mit 40^{m} langen Ketten versehen und je von einer Locomobilen angetrieben waren, konnte man in der Stunde 48 Hube machen, was bei der grossen Brunnentiefe eine erhebliche Leistung war. Beim Herablassen des Excavators liess man denselben aus der grossen Höhe unbehindert herabfallen, wobei er tief in den Boden einschlug. Wenn nun die andere Kette von der Windetrommel angezogen wurde, so mussten die Arme der Schaufeln einen starken Ruck aushalten und in Folge dessen kamen häufig Armbrüche vor, wodurch die Arbeit verzögert wurde. Dennoch war die Leistung der Bagger zufriedenstellend. Zur Beseitigung von Baumstämmen, Steinen u. s. w. war ein Taucher angestellt, der bei seinen Arbeiten unter Wasser eine aus 6 Glühlampen und einem Reflector bestehende Laterne benutzte.


Fig. 112. Fig. 113.

Excavator von Bruce & Batho.

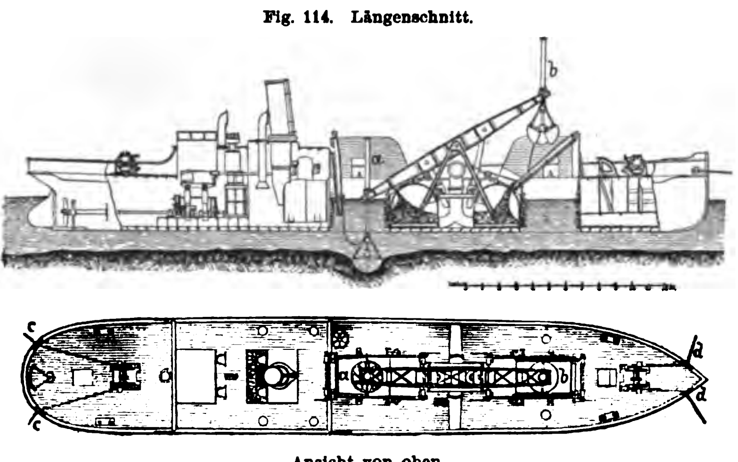
Die Ingenieure Bruce & Batho in London liefern auch mächtige Dampfbagger mit ihren Greifbagger-Apparaten. Ein solcher ist in Fig. 114 und 115 dargestellt. Das Schliessen und Oeffnen des Greifbagger-Gefässes erfolgt hierbei durch hydraulischen Druck. In Fig. 114 und 115 sind *a* und *b* die Greifbagger, an den Enden

eines kräftigen Balanciers aufgehängt. Grosse Recipienten oder Kammern dienen zur Aufnahme des gebaggerten Materiales. Wie bei den pneumatischen Baggern, wird die Entleerung der Kammern mittelst comprimirter Luft bewirkt, die von einer Luftpumpe in die vorher hermetisch zu schliessenden Kammern eingeführt wird *(Institution of Mechanical Engineers. Proceedings 1879, S. 534).*

Das etwa 40^{m} lange Fahrzeug wird von einer Zwillingsschraube getrieben; deren Bewegung und jene des Baggerapparates zusammen bewirkt eine 340pferd. Dampfmaschine. Zur Fortbewegung des Fahrzeuges während des Baggerns dienen Winden mit den Seilen *c* und *d*. Pro Stunde macht der Balancier 36 Schwingungen, wobei die Baggergefässe also 72mal gefüllt und entleert werden; jede Füllung soll angeblich 5^{t} betragen, wonach stündlich 360^{t} Material gebaggert würden. Solche Bagger sollen sich für Stromregulirungen besonders empfehlen, namentlich aber zum Wegbaggern von Sand- und Kiesbänken in starken Strömungen. In Ostindien werden diese Bagger viel verwendet und stellen sich dort die Bagger-Unkosten auf etwa 0,1 ℳ pro 1^{cbm} Baggermaterial.

Die Firma Priestman Brothers in Hull und London bauten zuerst in Europa sog. Krahnbagger, wie ein solcher in Fig. 116 dargestellt ist. Dabei besteht das Baggergefäss in sehr zweckmässiger Weise nur aus 2 Schaufeln, die geschlossen einen halben Cylinder bilden. Diese Bagger sind wohl nicht von Priestman erfunden, sondern scheinen schon vorher in Amerika angewendet zu sein, namentlich zur Austiefung von Schifffahrtswegen *(dargestellt im Engineer 1876, S. 467).* Das Baggergefäss hängt an einem auf einem hölzernen Schiffe errichteten Drehkrahn und wird durch 2 Dampfkettenwinden gesenkt und gehoben, so dass ein einziger Mann mit dem Apparate stündlich 60 bis 80 Hübe machen kann. Im geöffneten Zustande, an der einen Kette hängend, wird der Greifbagger hinabgelassen, so dass die beiden nahezu senkrecht abwärts gerichteten Schaufeln in den Boden eindringen. Das Emporziehen erfolgt nun an der anderen Kette, durch welche zuvor der Bagger maulartig geschlossen wird. Der Inhalt des Greifbaggers ist etwa = 0,7^{cbm}. Ein solcher Excavator, bei dem das Fördergefäss aus 2 Schaufeln bestand, war auch beim Bau der Newyorker East-River Brücke in Thätigkeit; derselbe soll bei der Pfeilerfundirung mit Dampfbetrieb täglich 1500^{cbm} Boden gefördert haben.

Fig. 114. Längenschnitt.



Ansicht von oben.
Fig 115. Dampfbagger von Bruce & Batho.

Der in Fig. 116 dargestellte Greifbagger wird von der Maschinenfabrik Menck & Hambrock in **Ottensen,** Altona-Hamburg, gebaut, und zwar nach System Priestman mit 2 Ketten und nach dem eigenen System mit einer Kette, welche etwas billiger sind. Beide Systeme sind als Nass- und Trockenbagger zu verwenden und ihre Leistungen sind gleich gut. Die Führung des Einkettenbaggers ist jedoch einfacher

und für den Maschinisten weniger ermüdend, als die Führung des Zweikettenbaggers. Dagegen hat der Zweikettenbagger bei Arbeiten unter Wasser den Vortheil, dass, wenn die Hauptkette reissen sollte, der Greifer noch an der zweiten Kette hängt, und wenn der Greifer sich etwa an Baumstämmen u. s. w. festgebissen hat, dass er dann durch Anziehen der zweiten Kette wieder göffnet werden kann.

Die Form der Greifbagger muss dem zu baggernden Boden angepasst sein. Für Schlamm und weichen Boden wird ein Greifer mit Blechschaufeln verwendet, für Sand unter Wasser ein solcher mit dicht zusammenstehenden Stahlzähnen, wie in

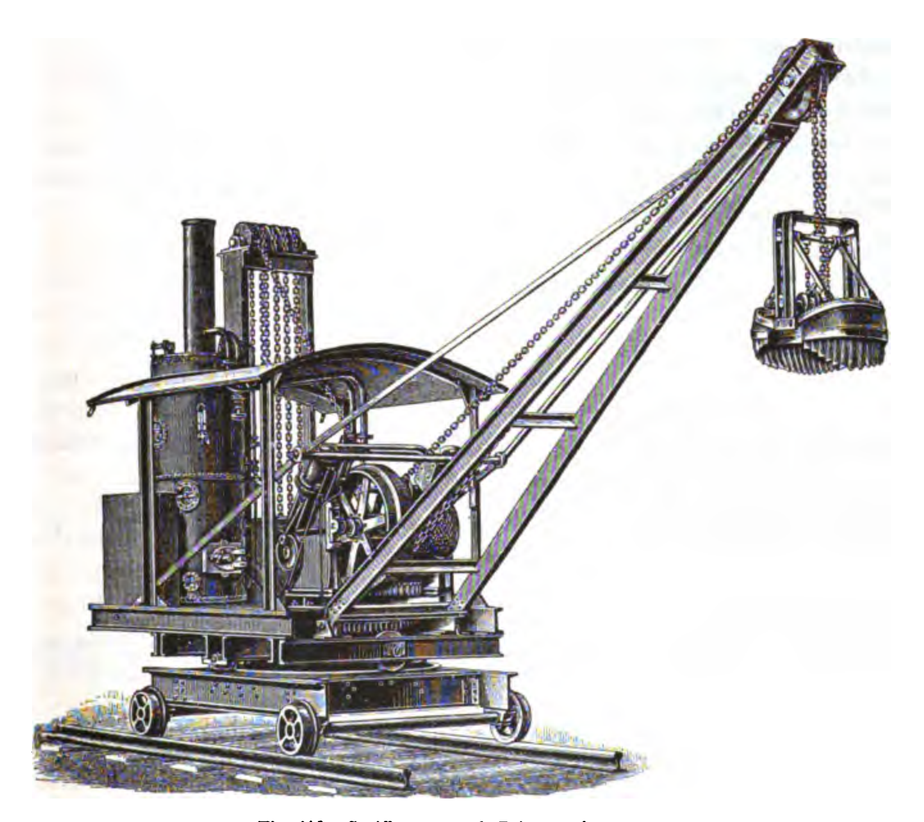


Fig. 116. Greifbagger nach Priestman's System.

Fig. 116 dargestellt ist; für Thonboden erhalten die Greifer entfernter stehende starke Stahlzähne. Die Bedienung des Baggers geschieht allein durch den Maschinisten des Dampfkrahnes, und der ganze Vorgang spielt sich bei geschickter Führung des Krahnes ausserordentlich rasch ab; der Greifbagger wird in geöffnetem Zustande auf den fortzubaggernden Boden rasch niedergelassen, dringt durch sein Eigengewicht in denselben ein, worauf der Greifbagger durch Anziehen der Tragkette vorerst geschlossen und alsdann gehoben wird. Besonders vortheilhaft sind solche Greifbagger zum Ausheben von Baugruben unter Wasser, zum Ausbaggern von Senkbrunnen und zu sonstigen Baggerarbeiten auf beschränktem Raume. Die Preise, Leistungen und Gewichte der Krahnbagger oben genannter Firma sind in der nachstehenden Tabelle angegeben. Wenn die Krahnbagger auf einem Schiffe aufgestellt werden, so können sie die Baggererde entweder in das eigene Schiff oder in besondere Transportfahrzeuge abladen.

Modellnummer	1	2	3	4	5
Ausladung des Krahnes in m	4,5	5,0	5,5	5,5	5,5
Die Schaufel fasst . . . cbm	0,3	0,5	0,7	1,0	1,35
Leistung stündlich bei 6ᵐ Hubhöhe: Schlamm und loser Boden . . . . cbm	15	22	30	45	60
Thonboden . . . . . „	8	12	16	24	32
Preis von Menck & Hambroks Einkettenbagger, bis zu 24ᵐ Tiefe arbeitend:					
a) m. feststehendem Dampfkrahn . . . . ℳ	6000	7100	8900	11800	15000
b) mit fahrbarem Dampfkrahn . . . . „	6900	8150	10100	13500	17000
Preis von Priestman's Zweikettenbagger, bis zu 12ᵐ Tiefe arbeitend:					
a) m. feststehendem Dampfkrahn . . . . ℳ	6800	8050	10000	13200	16700
b) mit fahrbarem Dampfkrahn . . . . „	7700	9100	11200	14900	18700
Mehr-Preis eines zweiten Greifers:					
a) mit Blechschaufeln . . ℳ	700	950	1200	1600	2000
b) „ Stahlzähnen . . „	1100				
Gewicht des Greifbaggers mit fahrbarem Dampfkrahn . . . . kg	8000	10000	14000	20000	25000

Die Fabrik für Baumaschinen von **Bünger & Leyrer** in Düsseldorf hat schon über 450 Stück Greifbagger geliefert, die auch zum Baggern von Thon unter Wasser für Ziegeleien verwendet werden und allgemein Anerkennung finden.

In Fig. 117 und 118 ist Priestman's Greifbagger mit Stahlzähnen im offenen und geschlossenen Zustande dargestellt. Die Stahlzähne *B* an dem Blechbehälter *A* sind hier für Sand unter Wasser eingerichtet, während sie für Thon weit auseinander stehen und erheblich stärker sind.



Fig. 117. Offener Apparat.



Fig. 118. Geschlossener Apparat.

Das Ausbaggern einer 22ᵐ langen Baugrube

mit einem Priestman'schen Greifbagger ist in Fig. 119 dargestellt. Das Laufgerüst mit dem Baggerkrahn muss hier beim Fortgange der Arbeit von Hand verschoben werden. Das Gerüst hat eine Tragfähigkeit von 20ᵗ.

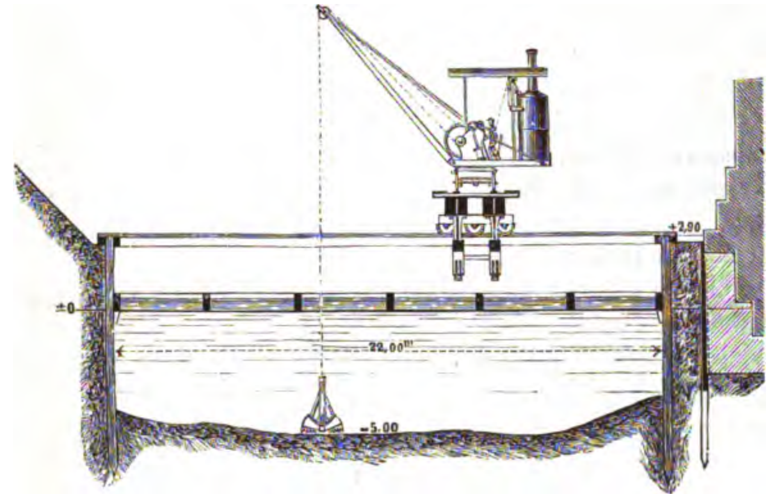


Fig. 119. Priestman's Greifbagger.

Die sog. **Löffelbagger** oder die **Dampfschaufel**, Fig. 120 bis 122, wurden schon seit dem Jahre 1839 von dem Ingenieur **Otis** in Boston gebaut und seit 1875

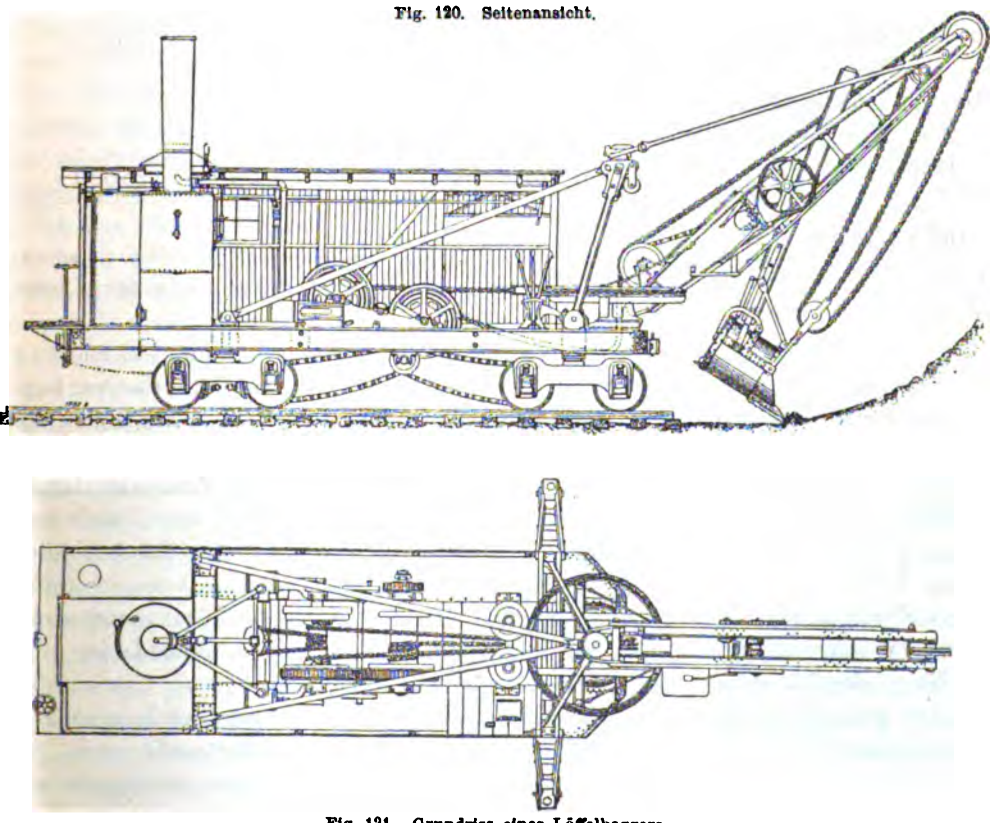


Fig. 120. Seitenansicht.

Fig. 121. Grundriss eines Löffelbaggers.

sind dieselben von der Firma Ruston & Proctor in Lincoln vielfach ausgeführt und verbessert worden. Diese Excavatoren ahmen die Arbeit der Handschaufel mechanisch nach, indem an einer kräftigen Stange eine löffelartige Schaufel befestigt ist, welche durch ein Getriebe unter gleichzeitiger Senkung und Vorwärtsbewegung in den Boden gedrückt und nach der Füllung gehoben und ausgeschüttet wird. Als Nassbagger sind diese Excavatoren selten angewendet, meist nur dann, wenn sehr harte Erdmassen in geringer Tiefe zu beseitigen waren. Dagegen finden sie als Trockenbagger gegenwärtig bei grossen Erdarbeiten ausgedehnte Anwendung.

Verbesserungen an der Maschine, vor Allem aber die Verbindung derselben mit einem Eisenbahnwagen wurden von Chopmann & Bernhart durchgeführt, welche einen Hauptwerth darauf legten, die sämmtlichen Theile der Vorrichtung so einfach als möglich zu gestalten und deren Construction so auszubilden, dass die schweren Stösse, welche die Maschine besonders in steinigem Material erleiden muss, möglichst wenige Schäden an derselben herbeiführen können. In Fig. 120 bis 122 ist diese Maschine dargestellt *(vom Oberingenieur H. Köstler mitgetheilt in der Zeitschr. des österr. Ing.- und Archit.-Vereins 1894, S. 184)*. Eine einzige Fabrik in Marion, Ohio, baute von 1884 bis Ende 1892 etwa 330 solche Maschinen. Nicht allein auf Bahnen, sondern auch in Steinbrüchen und Bergwerken finden diese Erdbagger häufig Anwendung.

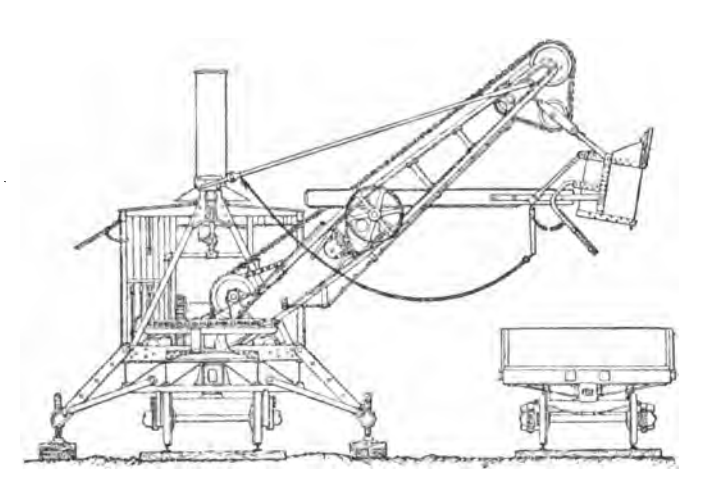


Fig. 122. Stirnansicht des Löffelbaggers.

Bei denselben ist auf einem kräftigen eisernen Rahmen, welcher von 2 Drehgestellen getragen wird, zunächst an einer Stirnseite ein stehender Dampfkessel von 1,2 bis 1,5^{m} Durchm. und 2,5^{m} Höhe aufmontirt. Die 40 bis 50 pferd. Dampfmaschine wird entweder als vertical oder horizontal arbeitende Maschine ausgeführt und hat die Aufgabe, eine Welle anzutreiben, über welche sowohl die Kette für den Krahn, als jene für die Schaufel, und schliesslich die Transmission für die Bewegung auf dem Geleise, laufen. Der Krahn ist wegen der besseren Gewichtsvertheilung auf der Axe desjenigen Drehgestelles aufmontirt, welches nicht schon durch Kessel und Dampfmaschine belastet erscheint, und auf eine kreisförmige Fussplatte gestellt, über welche die Kette läuft, welche die Drehung des Krahnes zu bewirken hat. Auf dem Krahne ist ein kräftiger eiserner Arm angeordnet, welcher den Löffel, eine aus Stahlblech hergestellte Schaufel mit einem Fassungsraum von 1,3 bis 1,5^{cbm} trägt; dieser Arm ist bei vielen Baggern mittelst eines Handrades auf dem Krahnbaum verschiebbar, damit die Länge des Löffelstieles nach Bedarf regulirt werden kann.

Der grabende Löffel ist mittelst eines 3fachen Flaschenzuges am Krahne aufgehängt, dessen Kette sich um die oben erwähnte Welle aufwickelt; die zweite Kette dreht die Fussplatte des Krahnes, wodurch der Löffel im Bogen nach der Seite geführt werden kann. Damit der Bagger während der Arbeit feststeht, wird derselbe

durch 2 Schraubenstempel gegen den Boden gedrückt. Bei der Arbeit wird zunächst der Löffel mittelst des Flaschenzuges zum Boden herabgelassen, dann mittelst des Stieles durch den Hebelapparat oder eine Kette aufgehoben, wobei sich derselbe mit Erde füllt und endlich mittelst des Krahnes über den Erdwagen geschwenkt, über welchem er durch Oeffnung des beweglichen Bodens entleert werden kann, sobald an dem hierzu bestimmten Seil gezogen wird.

Zur Bedienung des ganzen Apparates genügen 3 Mann: 1 Führer, 1 Mann zur Bewegung des Krahnes und Löffelstieles und 1 Heizer. Die Leistungsfähigkeit richtet sich nach dem zu grabenden Material; ist der Boden nicht sehr steinig, so können in der Minute 4 bis 6 Schaufelstiche gemacht werden, woraus sich eine stündliche Leistungsfähigkeit von 330 bis 640^{cbm}, unter Umständen auch noch mehr ergeben würde, wenn man ununterbrochen fortarbeiten könnte. Die Länge des ganzen Wagens beträgt 9 bis 10^{m}, die Breite 3^{m}, die Ausladung des Krahnes 6^{m}, das Gewicht im betriebsfähigen Zustande ca. 30^{t}, der Ankaufspreis 23000 bis 33000 ℳ.

Ein solcher Bagger war auf der Lake Shore & Michigan Sauther R. R. in den Monaten Januar und Juli 1890 in Thätigkeit und hatte im ersteren Monate in Schiefer, Gletscherschutt und gefrorenen Letten, im Juli dagegen in steinigem, lettigen Kies zu arbeiten. Die Leistungen waren folgende:

Monat	Anzahl der geladenen Wagen	Gesammt-Inhalt in cbm	Arbeits-Tage	Tägliche Leistung in cbm	Tägliche Arbeitszeit	Kohlen-verbrauch pro Tag in Kilogr.
Januar 1890	1450	9976,5	20	498,8	5^{h} 48′	476,7
Juli 1890	3357	23096,2	24	962,3	5^{h} 6′	459,0

Im Jahre 1887 wurden auf der Alleghani Valley R. R. mittelst solcher Bagger 122560^{cbm} Material in steinigem, felsigem und lehmigen Boden bewegt, wobei die Baggerkosten ca. 0,3 ℳ pro 1^{cbm} betrugen. Die Kosten hängen wesentlich von der Arbeitsdisposition ab, und muss besonders auf die Möglichkeit einer raschen Auswechslung der beladenen Wagen Rücksicht genommen werden, um die hierdurch entstehenden Zeitverluste möglichst herabzumindern.

Endlich ist hier noch die Leslie'sche Heberbaggerung zu erwähnen, die in Indien Anwendung gefunden hat, nämlich bei der Gosayabrücke *(Engineer 1869, Decemb.-Heft)*. Diese Methode wurde auch von Kubale beim Bau der Eisenbahnbrücke über den Sereth-Fluss bei Barbosc in Rumänien angewendet *(Deutsche Bauzeitung 1873, S. 84)*. Hier besteht jeder Brückenpfeiler aus 2 Cylindern von 4,5^{m} Durchm.; aus 17^{mm} starkem Eisenblech. In der Axe dieser Cylinder befindet sich der 0,47^{m} weite, aus einem 13^{mm} starken Blechrohre und dem unten angebrachten 6 bis 8flügeligen Kopf bestehende Bohrer, der oben und unten in Lagern geführt, in einem Flaschenzuge hängend, von 6 bis 12 Mann mittelst Drehbäumen umgedreht wird, jedoch nur um einen Winkel von 180° hin und her. In das wasserdichte Bohrrohr reicht ein so tief wie möglich hinabgehender, aus 3^{mm} starkem Eisenblech construirter Heberarm hinein, welcher unten in einen mit 2 Klappventilen versehenen trichterförmigen Ansatz endigt. Der Wasserzutritt erfolgt nur unten durch den 8^{cm} weit vorspringenden Flügel. Der durch den Bohrkopf aufgelockerte Boden wird von der nach oben dringenden Strömung nach Ingangsetzung des Hebers erfasst und herausgeschleudert. Grober Sand, faustgrosse Lettenstücke und grössere Kiesel brachte der

Heber ohne Schwierigkeit heraus. Bei 15 bis 17^{m} Tiefe unter Mittelwasser konnte man die Cylinder auf diese Weise täglich um 0,5 bis 1,0^{m} senken.

Regierungsbaumeister Bassel hat die Heberbaggerung wesentlich verbessert *(D. R.-P. No. 11860).* Er pumpt von oben Wasser in das Mittelrohr des Bohrapparates und umgiebt den unteren Theil des cylindrischen Brunnenmantels mit einem zweiten 6^{cm} abstehenden Blechcylinder, welcher nach vollendeter Senkung über die Flusssohle noch hervorragen muss. Zwischen diesen beiden Cylindermänteln soll nun das Wasser und mit ihm der gelöste Boden austreten, was aber gewiss nicht der Fall sein wird, weil das Wasser in diesem weiten Mantel eine zu geringe Geschwindigkeit besitzt, während die Wassergeschwindigkeit in dem engen Leslie'schen Heberrohre eine bedeutende war, und daher auch der gelöste Boden mitgerissen wurde.

Gegenwärtig haben diese Baggermethoden wohl keine weitere Anwendung zu erwarten, da die Brunnensenkung mittelst Greifbagger weit rascher und billiger ausgeführt werden kann.

Häufig stösst man beim Senken der Brunnen, wie überhaupt beim Baggern, auf grosse Steine und Baumstämme, die oft nur mit grosser Schwierigkeit gehoben werden können. So z. B. waren beim Senken der 3^{m} weiten, 1 Stein stark in Cement gemauerten Brunnen des Berliner Westend-Wasserwerkes ca. 1000^{kg} schwere Steine unter den Brunnenkränzen zu beseitigen; einer derselben, der nur wenig gegen den Kranz vortrat, musste von oben angebohrt werden, während ein Taucher den Bohrer führte. In das Bohrloch wurde dann eine Steinklaue eingekeilt, durch welche der Stein mit Hilfe einer starken Winde in schräger Richtung unter dem Brunnenkranz hervor nach oben gezogen werden konnte. Beim Senken der Brunnen zur Fundirung der Fussgängerbrücke über die Saale in Weissenfels fand sich unter dem einen Brunnen ein quer unter demselben liegender Eichenstamm, der höchst zähe und ganz mit Schwefelkies bedeckt war, derselbe wurde mit Hilfe eines breiten, an einer Stange befestigten Stahlmeissels stückweise beseitigt.

Für diese Zwecke benutzt man den sog. Rammmeissel, der aus einer 5 bis 6^{cm} starken Rundeisenstange besteht, welche unten breit geschmiedet, verstählt und gehärtet ist. In ca. 2^{m} Abstand vom oberen Ende wird auf dieser Stange ein starker Bund aufgeschweisst, worauf ein durchbohrter Rammbär wirken kann. Da wo ein Stamm liegt, wird nun aussen am Brunnen der Erdboden nach Fig. 123 beseitigt, der Meissel dicht am Brunnen aufgestellt und oben mit einer Führung versehen. Sodann wird auf das obere Ende der Rammbär aufgesetzt und gerammt, wodurch der Meissel in den Baumstamm eingetrieben wird. Hat der Rammbär nur ein Gewicht von 50^{kg}, so kann man denselben mit 4 Bügeln versehen und von 4 Mann rammen lassen; besser stellt man aber einen Dreifuss mit Rolle auf und lässt den Bär als Zugramme wirken, wobei dann auch ein Rammbär von grösserem Gewichte benutzt werden kann.

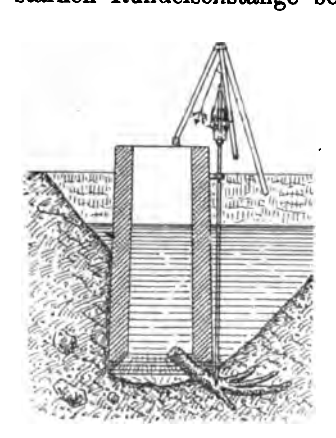


Fig. 123. Anwendung des Rammmeissels.

Bei starken Stämmen wird man aber statt des Meissels zweckmässiger amerikanische Bohrer anwenden, diese in stärkere Gasröhren befestigen und damit den Stamm durchbohren. Das Bohrgestänge muss eine sichere Führung haben, damit man die Bohrlöcher dicht nebeneinander durch den Stamm treiben kann.

Zum Fassen grosser Steine unter Wasser benutzt man vorzugsweise die Steinzange, die in Fig. 124 im geschlossenen Zustande dargestellt ist. Sie besteht aus 2 eisernen Doppelarmen, wovon wenigstens einer mit einem langen hölzernen Stiel versehen wird, der über Wasser reicht und zum Oeffnen, sowie zum Ansetzen der Zange an den zu hebenden Stein dient. Die beiden Arme *a* und *b* kreuzen sich in dem Charnier, wo sie flach ausgeschmiedet nebeneinander vorbei gehen, während beide von einem Bügel *c* umfasst sind, den der durchgesteckte Bolzen mit den Armen vereinigt. Es ist zweckmässig, die Steinzange an dem Bügel *c* hängend hinabzulassen, wobei die Kette *ab* so weit herunterhängt, dass sie das Oeffnen der Zange nicht mehr hindert. Die unteren, den Stein fassenden Arme der Zange werden auch oft nach Fig. 125 gabelförmig gespalten und meist hat der eine Theil 2, der andere 3 ineinandergreifende Zinken; solche Steinzangen nennt man wohl Teufelsklauen.

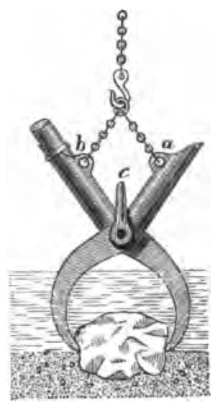


Fig. 124. Steinzange.

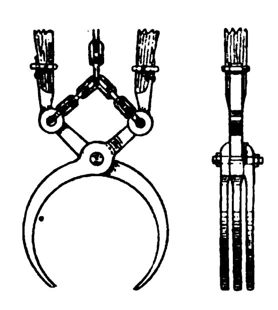


Fig. 125. Teufelsklaue.

Für grosse Steine, bis etwa 1^{cbm} Inhalt, erhalten die Zangen schon ein Gewicht von mindestens 50^{kg}; dieselben würden also für sehr grosse Steine ausserordentlich schwer ausfallen und sich nur schwierig handhaben lassen. Zum Steineheben sind auch die Greifbagger sehr gut geeignet. In Fällen, wo sehr schwere Steine unter Wasser zu heben sind, werden dieselben auch wohl angebohrt, wobei ein Taucher den Bohrer führt, und mittelst eingesetzter Steinklaue (Wolf, Steinkreppe) gehoben. Am leichtesten lässt sich unter Wasser ein cylindrisches Loch herstellen, wofür dann eine entsprechend geformte Steinklaue angewendet werden muss. Für diesen Zweck eignet sich am besten die in Schweden zum Versetzen der Granitblöcke benutzte Steinklaue, die an Einfachheit der Construction nicht übertroffen werden kann. Dieselbe ist in Fig. 126 in der Ansicht und im Horizontalschnitte dargestellt; sie besteht aus einem cylindrischen Bolzen *b* von 25^{cm} Länge und etwa 3,3^{cm} Durchmesser. Der Bolzen *b* hat oben ein Ohr *o*, worin ein länglicher Aufhängering eingeschweisst ist. An der einen Seite ist der Bolzen *b* concav abgeflacht und wird der Cylinder hier durch den 14^{cm} langen Keil *k* wieder ergänzt. Setzt man nun den Bolzen *b* mit dem Keil *k* in das Loch des Steines ein und versucht den Stein daran zu heben, so wird der Keil *k* an dem rauhen Stein durch die Reibung festgehalten, während der Bolzen *b* in die Höhe gezogen wird und an der glatten abgeschliffenen Fläche zwischen Bolzen und Keil, wo nur geringe Reibung stattfindet, etwas emporgleitet. In dieser Weise wird die Klaue in dem Stein festgeklemmt. Beim späteren Lösen der Klaue braucht man nur den Bolzen *b* niederzuschlagen, worauf man Bolzen und Keil mit Hilfe der an dem letzteren angebogenen Nase aus dem Loche herausziehen kann. In Schweden werden mit dieser Klaue Granitblöcke bis zu 8^{t} Gewicht aufgezogen, doch erfordert die Klaue ziemlich genau gebohrte Löcher.

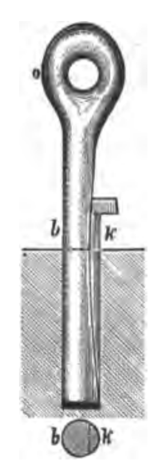


Fig. 126.

Eine zweckmässige Steinklaue für gebohrte Löcher zeigt auch Fig. 127; diese

greift den Stein ziemlich tief im Loche an, so dass hier kein Ausbrechen der Kanten vorkommen kann. Wo es angeht kann man auch sehr grosse Steine erst unter Wasser sprengen und sie dann in einzelnen Stücken herausbringen. Baumstämme, welche auf dem auszubaggernden Grunde liegen, werden häufig durch Sprengungen mit Dynamit beseitigt. Beim Bau einer Brücke über den Donaucanal zu Wien sind derartige Sprengungen vorgenommen, welche ohne irgend einen Nachtheil für die nahe gelegenen Neubauten von Statten gingen. Die Ladungen waren in Weissblechbüchsen verpackt und wurden elektrisch entzündet. Durch eine nach Fig. 128 angelegte Sprengbüchse von 1 kg Gewicht wurde der Grundpfahl dicht am Grunde abgebrochen. Jene Grundpfähle, neben denen so tief gebaggert war, dass man schon die endgiltige Sohle des Canals erreicht hatte, zertrümmerte man durch 1 kg schwere Sprengbüchsen, die man frei an jeden Baum anlegte. Liegende Baumstämme behandelte man nach Fig. 129 und 130; der kurze Stamm in Fig. 129 war 2,1 m lang und 1,05 m dick; er erhielt eine Ladung von 3,8 kg Dynamit, die an stromaufwärts eingeschlagenen Pflöcken hinabgelassen wurde. Der Stamm von 8 m Länge und 1,7 m Dicke erhielt seitlich 2 Ladungen Dynamit von je 6 kg, die man gleichzeitig elektrisch entzündete. Die Zerstörung war eine vollständige. Mit allen Vorbereitungen erforderte die Sprengung beider Pfähle nur einen Zeitaufwandt von 3,5 Stunden.

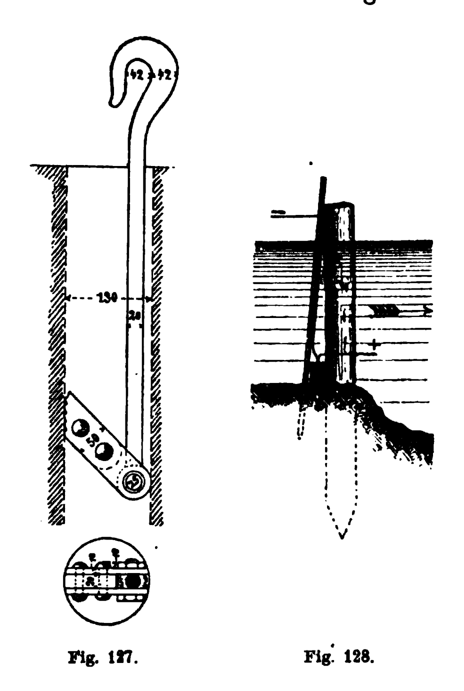


Fig. 127. Fig. 128.



Fig. 129. Fig. 130.
Sprengungen mit Dynamit.

Mehrere Pfähle wurden in ihrer Längenaxe angebohrt, sodann durch 0,5 kg schwere Ladungen abgesprengt und gehoben.

Wo Mauerwerk, Betonfangdämme und dergleichen, unter Wasser zu beseitigen ist, kann dies auch häufig durch Dynamitsprengungen in einfachster Weise geschehen. Wenn aber die dadurch bewirkten Erschütterungen an benachbarten Bauwerken Schaden veranlassen könnten, so muss man zu anderen Mitteln greifen.

Ingenieur Pasqueau verwendete beim Bau des Wehrs La Mulatièr bei Lyon den in Fig. 131 bis 133 dargestellten Stemmapparat *(Centralblatt der Bauverwaltung 1882, S. 294)*. Hierbei ist auf dem verankerten Fahrzeuge *a* eine Locomobile *b* aufgestellt, welche den Stemmapparat *c* treibt, der bei *d* an einer Winde *e* aufgehängt ist. Die Stemmvorrichtung besteht aus einer schweren hohlen Eisenstange, zwischen Frictionsrollen gelagert, die sich nach Fig. 132 und 133 zusammenstellen lassen. Unten trägt die Röhre den eingesetzten Stahlmeissel. An den beiden Reibungsrollen sitzen gleich grosse Zahnräder, welche durch die Locomobile stets nach derselben

Richtung umgedreht werden. Die Rollen, zwischen denen die hohle Stange bei *c* gelagert ist, werden nach jedem Stosse durch einen Hebel einander soweit genähert, dass sie die eingeklemmte Stange nach aufwärts bewegen; durch die entgegengesetzte Drehung des Steuerhebels lassen die Rollen die Stange zu neuem Stosse wieder abwärts gleiten. Den Hub der Stange begrenzt eine verstellbare Scheibe. In einer Minute macht der Apparat ca. 8 Stösse und seine Leistung war dabei sehr befriedigend. Auch zum Abstemmen von Spundwänden soll sich der Apparat gut eignen, wenn er mit einem breiten scharfen Meissel versehen wird.

Fig. 131. Stemmapparat.

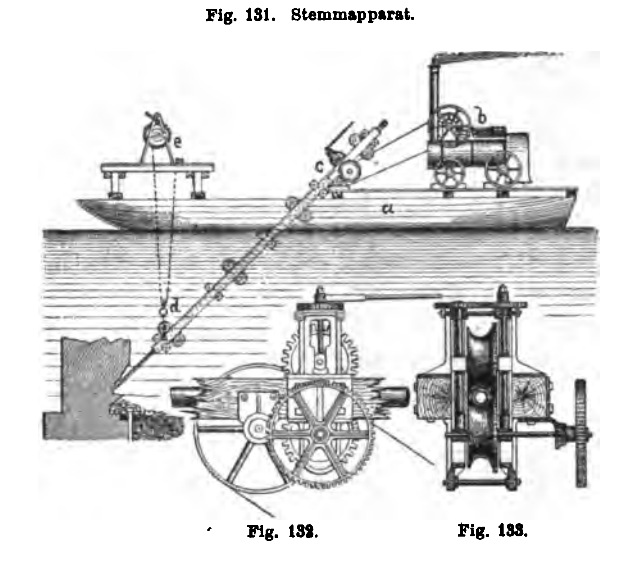


Fig. 132. Fig. 133.

§ 7. Die Taucherapparate und Taucherarbeiten.

Bei Fundirungen und Sprengungen etc. unter Wasser ist es von grosser Wichtigkeit, dass Männer, behufs Vornahme von Arbeiten am Grunde, so ausgerüstet werden, um sich längere Zeit unter Wasser aufhalten zu können. Schon die griechischen Taucher bedienten sich nach Aristoteles zu diesem Zwecke künstlicher Mittel, indem sie sich einen Kessel über den Kopf stülpten, der ein Luftreservoir bildete. Die weitere Ausbildung der Taucherei erfolgte aber erst zu Ende des 13. Jahrhunderts mit der Erfindung der Taucherglocke, welche aber noch lange in recht unvollkommenem Zustande blieb, bis im J. 1716 der Engländer Dr. E. Halley die selbstständige Luftzuführung zur Taucherglocke erfand *(vergl. den Art. „Ueber Taucherei und Taucherapparate" vom Ingenieur C. Freih. von Popp in der Wochenschrift des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereins 1876, S. 296).* Die frische Luft drückte Halley mittelst Blasebalg durch einen Lederschlauch in die Glocke, während die verbrauchte Luft durch einen andern Schlauch entwich; auch construirte er einen Apparat, der dem Taucher erlaubte, ausserhalb der Glocke zu arbeiten und sich von dort mit Luft zu versorgen, wodurch Halley schon die Idee des Taucherhelms anbahnte.

Natürlich war die Wirkung der Blasebälge für grössere Tiefen nicht ausreichend, wesshalb Smeaton im Jahre 1779 eine continuirliche Luftzuführung mittelst Pumpen einführte. Durch die in England erfolgte weitere Ausbildung des Taucherhelmes resp. des Taucheranzuges, wurde die Glocke als eigentlicher Taucherapparat immer mehr verdrängt.

Im Jahre 1851 trat auf der Londoner Weltausstellung der „Scaphander" (Schwimmjacke) auf, der in seiner wesentlichen Einrichtung noch heute Anwendung findet und mit Leichtigkeit bis ca. 45^{m} Tiefe unter Wasser alle jene Arbeiten möglich macht, welche über Wasser ausgeführt werden können. Der „Scaphander", als die Kleidung

und zugleich als Luftreservoir des Tauchers, bestand erst aus einem Leder-, später aus einem Kautschukanzuge in Verbindung mit einem Kupferhelm. Hierbei wird die Luft, von der Luftpumpe aus, durch einen Gummischlauch direct nach dem Helm geleitet, der für den Fall eines Schlauchbruches durch ein Ventil gegen das Eindringen des Wassers geschützt ist, während ein nach Bedarf mehr oder weniger zu öffnendes Federventil die überflüssige Luft aus dem Anzuge entweichen lässt. Zur Ueberwindung des Auftriebes sind Bleigewichte an den Sohlen, am Rücken und auf der Brust des Tauchers angebracht. In England und Amerika hat der Scaphander grosse Verbreitung gefunden, weil er kräftigen und geübten Tauchern bei vollständig freier Bewegung in grossen Tiefen zu arbeiten gestattet. Da aber der Gummianzug auch das Luftreservoir bildet und der Taucher im Helm ein- und ausathmet, so kann die Luft im Anzuge nie ganz rein sein, denn durch das Ventil entweicht nicht die ausgeathmete, sondern nur der Ueberschuss der eingepressten Luft; ausserdem aber wird durch eine Verletzung des Gummianzuges das Leben des Tauchers leicht gefährdet.



Fig. 134. Regulator.

Diese Uebelstände hat der Franzose Denayrouze durch seinen sogenannten „Regulator“ abgeholfen. In Fig. 134 ist dieser Apparat dargestellt, der wie ein Tornister auf dem Rücken getragen und mit oder ohne Taucheranzug verwendet werden kann; der letztere hat den Taucher hier nur gegen Nässe zu schützen. Von der Luftpumpe aus wird die Luft mittelst eines Schlauches nach dem aus Eisenblech bestehenden Reservoir *r* geleitet, wo sie comprimirt wird, und von hier aus gelangt sie durch ein Ventil nach dem Cylinder *c*, der oben mittelst der Gummiplatte *p* luftdicht geschlossen ist; von diesem Cylinder *c* führt ein Schlauch nach dem Mundstücke *m* zum Munde des Tauchers. An diesem Schlauche ist auch das Ausathmungsventil angebracht, welches als Gummizungenventil durch den Wasserdruck geschlossen und durch das Ausathmen des Tauchers geöffnet wird. Fig. 135 zeigt das Reservoir *r*, sowie den Cylinder *c* im Durchschnitt. Der Stift *s* ist mit der schraffirten Gummiplatte fest verbunden und an dem Stifte *s* sitzt bei *f* ein Ventilkegel, der, wenn er das Ventil *f* geschlossen hält, die Verbindung zwischen *r* und *c* absperrt. Mit jedem Athemzuge des Tauchers verdünnt sich die Luft im Cylinder *c*; die Gummiplatte wird dann von der darauf stehenden Wassersäule niedergedrückt, wodurch sich das Ventil *f* öffnet und so viel Luft von dem Reservoir *r* nach *c* strömen lässt, dass die Gummiplatte wieder gehoben und dadurch das Ventil *f* geschlossen wird. In grösseren Tiefen muss dem Cylinder *c* und somit dem Taucher auch mehr Luft zuströmen, als in geringeren Tiefen, weil die höhere Wassersäule einen stärkeren Druck auf die Gummiplatte ausübt.

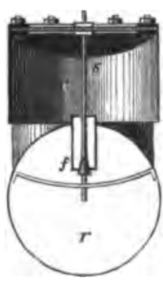


Fig. 135.

Dem Scaphander gegenüber hat der Regulator folgende Vortheile: 1) das vom Taucheranzug unabhängige Luftreservoir bietet grössere Sicherheit für das Leben des Tauchers; 2) durch das regelmässige Aufsteigen von Luftblasen beim Athmen des Tauchers, kann auf das Wohlbefinden desselben geschlossen werden, was bei bedeutenden Wassertiefen von grossem Werthe ist; 3) der Taucher erhält stets reine Luft und das Zuströmen derselben wird der Wassertiefe entsprechend regulirt; 4) die Ar-

beit des Pumpens ist auf ein Minimum reducirt, weil nie ungeathmete Luft verloren geht; 5) der Regulator kann ohne Taucheranzug verwendet werden, was beim raschen Eingreifen in Gefahr und bei Arbeiten in warmen Gegenden sehr wichtig ist.

Dagegen ist aber das Ein- und Ausathmen beim Regulator unbedingt schwieriger als beim Scaphander, weil der Taucher sich bei letzterem unmittelbar in der athembaren Luft befindet und nur Mund und Nase zu öffnen braucht um mit Luft versehen zu werden, während er beim Regulator ein Mundstück zwischen den Zähnen halten und die Nase sorgfältig schliessen muss, ferner muss er beim Einathmen durch einen kräftigen Luftstrom erst das Kegelventil öffnen und beim Ausathmen wieder den Wasserdruck überwinden. Dies ist der Grund, warum kein mit dem Scaphander geübter Taucher sich dazu versteht, mit französischen Regulator-Apparaten zu tauchen.

Die Fabrik von Rouquayrol-Denayrouze in Paris, Boulevard Voltaire 3, hat nun die Vortheile beider Systeme vereinigt und die Apparate für doppelten Gebrauch eingerichtet. Den aus Kupferblech getriebenen Helm zeigt Fig. 136 in der Vorderansicht, Fig. 137 in der Seitenansicht; er besteht aus 2 Theilen, welche durch Flanschen und Schraubenbolzen mit einander verbunden sind, zwischen beiden Theilen wird der obere Rand des Gummianzuges eingeklemmt. An dem unteren Theil des Helms, dem Halsstücke, sind die Haken zum Befestigen der Gewichte angebracht; der obere Theil aber hat 4 Gläser, von welchen das vordere entfernt werden kann. Soll der Apparat als Scaphander benutzt werden, so schraubt man den Luftzuführungsschlauch an das Rohr *a*, Fig. 137, welches ein Kegelventil enthält, wodurch im Falle eines Schlauchbruches das Eindringen des Wassers in den Helm verhindert wird. Bei *b* ist das oben erwähnte Federventil angebracht, welches die überflüssige Luft entweichen lässt; die Rohröffnung *d* ist durch einen Deckel geschlossen.

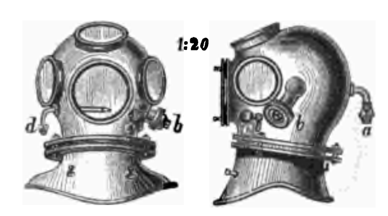


Fig. 136. Fig. 137.
Taucherhelm.

Will man im andern Falle den Apparat mit Regulator verwenden, so werden die Oeffnungen *a* und *b* durch Deckel geschlossen, während *c* und *d* in Thätigkeit treten. Das Rohr *d* nimmt nämlich dann den Schlauch auf, der Helm und Regulator verbindet und ist an *d* im Helm das zum Athmen dienende Mundstück angeschraubt. Den Hahn *c* kann der Taucher von aussen öffnen, um die Luft aus dem Anzuge entweichen zu lassen. Dass die Umänderung des Helms für beide Systeme nur wenige Minuten Zeit beansprucht, lässt sich leicht einsehen.

Ausser einem herzförmigen Bleigewicht, was an dem kupfernen Kragen des Helms befestigt ist, und dem Bleigewichte am Regulator, erhält der Taucher noch eine Belastung durch Bleisohlen, wie in Fig. 138 dargestellt ist. Sodann gehört noch der in Fig. 139 skizzirte Nasenverschluss zur Ausrüstung eines Tauchers. Dieser ist dazu bestimmt, zu verhindern, dass ein ungeübter Taucher durch die Nase ausathmet; denn ein Ausathmen aus der Nase würde den Hohlraum des Anzuges mit Luft füllen und so einen Auftrieb erzeugen, der den Taucher aufwärts treiben müsste, wenn er nicht die angesammelte Luft aus dem Hahn am Helme entweichen liesse. Endlich gehört zu dem Taucheranzuge noch ein Messer, mit dem der Taucher etwaige Hindernisse unter Wasser zerschneiden kann.



Fig. 138.

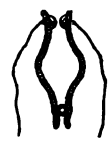


Fig. 139.

Die Luftpumpen, deren Einrichtung Fig. 140 zeigt, werden auch von Denayrouze geliefert. Die Kolben sind hierbei auf der Grundplatte befestigt, während die Cylinder sich beim Pumpen auf und ab bewegen. Der Grund dieser Anordnung besteht darin, dass man stets Wasser auf den Kolben halten kann, um dadurch die Cylinder zu kühlen und die Kolbenmanschette weich halten zu können. Die beiden herunterhängenden Druckhebel zum Betriebe der Pumpe werden aufgehoben und mit dem mittleren Theil des Druckhebels verbolzt, wenn die Pumpe in Thätigkeit gesetzt werden soll. Arbeitet die Pumpe für Regulator-Apparate, so vereinigen sich die von den beiden Cylindern kommenden Schläuche in einem Bronzestück, worauf das Manometer aufgeschraubt ist. An diesem Stück lassen sich 1 oder 2 Schläuche anschrauben, damit man in geringen Tiefen die Regulatoren von 2 Tauchern mittelst einer Pumpe mit Luft versorgen kann, vorausgesetzt, dass beide in derselben Wassertiefe arbeiten und gleichmässig athmen.

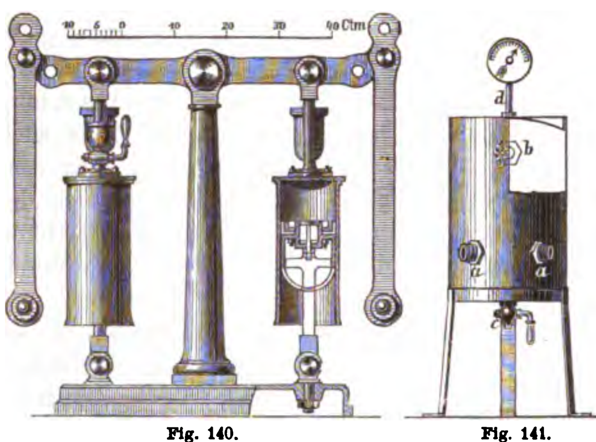


Fig. 140. Fig. 141.

Soll die Pumpe für Scaphander benutzt werden, dann wird noch das in Fig. 141 dargestellte Reservoir erforderlich; hierbei dienen die beiden Verschraubungen *a* zur Aufnahme der Schläuche von den Pumpencylindern, während *b* den Schlauch aufnimmt, der zum Taucher führt. Das in dem Reservoir sich etwa ansammelnde Wasser wird von Zeit zu Zeit durch den Hahn *c* abgelassen. Bei *d* ist das Manometer aufgeschraubt, dessen Scala die Wassertiefe in Metern angiebt, also direct den nöthigen Luftdruck nach der Wassertiefe bestimmt.

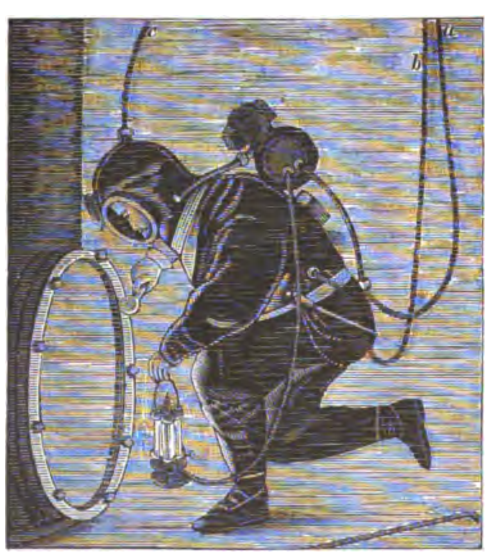


Fig. 142.

Für Bau- und Marine-Zwecke, wo meistens nur geringe Wassertiefen in Betracht kommen, eignet sich die zweicylindrige Pumpe sehr gut, dagegen verdienen bei bedeutenden Tiefen und continuirlichem Betriebe die dreicylindrigen Pumpen mit Schwungrad von Heinke und Davis in London den Vorzug. Diese können auch mit Dampf betrieben und als Feuerspritzen für Schiffe verwendet werden.

In Fig. 142 ist ein vollständig ausgerüsteter Taucher bei der Arbeit dargestellt. Der Luftzuführungsschlauch ist hier mit *a* bezeichnet, die Signalleine mit *b*, während *c* ein Sprech- und Hörrohr ist, welches vom Hintertheil des Helmes ausgeht. Dieses Rohr wird seit 1874 von der oben genannten Fabrik ihren Taucherapparaten beigefügt und für Tiefen bis 30^{m}, wenn der Taucher an ein und derselben Stelle beschäftigt

ist, so dass der Schlauch vertical aufsteigen kann, ist es unbedingt das beste Signalmittel, während unter schwierigen Verhältnissen die Signalleine noch nicht verdrängt werden konnte.

Von dieser Signalleine hat der Taucher das eine Ende um den Arm geschlungen, während das obere Ende von einem verlässlichen Manne aufmerksam in der Hand gehalten wird. Durch ruckweises oder länger anhaltendes Ziehen an der Leine, giebt der Taucher die Signale nach oben kund. Die Firma L. v. Bremen & Co. in Kiel liefert die oben beschriebenen Taucher-Apparate und kostet die vollständige Ausrüstung für 1 Taucher 1800 ℳ, für 2 Taucher 2850 ℳ. Diese Firma liess sich 1874 auch den erwähnten Sprechapparat patentiren. Die Vorrichtung besteht aus einer concentrischen Metallkapsel an der Innenfläche des Helms; darüber befindet sich der Schraubenstutzen an den der nach oben gehende Schlauch zum Sprechen und Hören angeschraubt wird, und der über Wasser ein Mundstück trägt. Wird in dieses Mundstück hineingesprochen, so gelangen die Schallwellen durch den Schlauch nach der Membrankapsel, setzen diese in Bewegung, und mit ihr die Luft im Helme, die sie umgiebt, so dass der Taucher bei einiger Aufmerksamkeit das Gesprochene verstehen kann, umgekehrt auch die Leute oben, wenn der Taucher spricht. Um sprechen zu können, muss der Taucher das Mundstück fahren lassen und darf während des Sprechens die Metallkapsel durchaus nicht berühren. Damit man deutlich hört, muss langsam und deutlich gesprochen werden, auch darf der Schlauch nicht länger als nöthig sein, und wie erwähnt, 30^m überhaupt nicht überschreiten.

Man kann die Taucherapparate für gewisse Zwecke auch ohne Anzug und Helm anwenden, muss dann aber den Nasenverschluss aufsetzen. Tiefen bis zu 25^m sind für kräftige, vollständig gesunde Taucher ungefährlich; Wassertiefen von 30 bis 40^m erfordern aber schon bedeutende Uebung und für grössere Tiefen als 45^m sind die Taucherapparate nicht mehr anwendbar, weil der menschliche Organismus einen stärkeren Luftdruck als $4\frac{1}{2}$ Atmosphären nicht ertragen kann, wenn er nicht bedeutenden Gefahren ausgesetzt sein soll. Ein amerikanischer Taucher erreichte auf ganz kurze Zeit die grösste Tiefe von $51{,}8^m$. Der Taucher darf bei grösseren Tiefen in der Minute nicht mehr als 3^m sinken und muss beim Aufsteigen noch langsamer sich heben.

Zur Beleuchtung unter Wasser verwendet man gewöhnlich Petroleum-Lampen. Die Firma v. Bremen & Co. liefert die in Fig. 143 und 144 dargestellte Lampe, die ein wasserdichtes Gehäuse und vorn eine starke Spiegelglasscheibe hat; die Lampe selbst ist eine gewöhnliche Petroleumlampe mit Glascylinder. Aus dem Regulator des Tauchers, oder unmittelbar von der Pumpe durch einen Schlauch a wird dem Brenner Luft zugeführt. Dieselbe streicht durch das Metallrohr b, wobei die von aussen stellbare

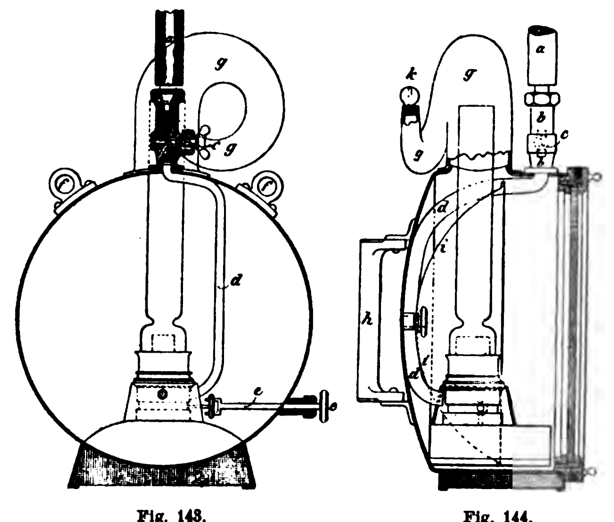


Fig. 143. Fig. 144.
Lampe für Taucher.

Schraube *c* die Zuströmung reguliren kann; von *b* streicht die Luft durch das Rohr *d* zum Brenner, dessen Flamme ebenfalls durch eine Schraube *e* von aussen geregelt werden kann. Die Verbrennungsgase entweichen durch das gewundene Rohr *g* und die kleine Oeffnung *k* in das umgebende Wasser, welches in Folge der Windung in die Lampe nicht hineinströmen kann. Ausser dem Handgriffe *h* hat die Lampe noch 2 Ohren *f*, durch welche der Taucher die Laterne wie die Bergleute am Gürtel tragen kann. Verstärkt wird das Licht der Lampe durch den blanken Reflector *i*. Preis einer solchen Lampe 220 *M*; 1 m Schlauch zwischen Regulator und Lampe 30 *M*.

Für den Seite 53 erwähnten Brückenbau hatte der Verf. d. W. eine Taucherlampe aus einem dichten Gehäuse mit Reflector und Spiegelscheibe construirt, worin 6 Glühlampen à 12 Nk. angebracht waren. Diese Lampe war für den Taucher sehr bequem und leistete in dem schmutzigen Wasser der Brunnen sehr gute Dienste. Ihren Strom erhielt diese Lampe von einer kleinen Dynamomaschine, welche von der Locomobilen nur dann in Betrieb gesetzt wurde, wenn die Excavatoren nicht arbeiteten.

Zu erwähnen ist noch der Hochdruck-Apparat von L. v. Bremen & Co. in Kiel, der eine Neuerung an Taucherapparaten bildet. Derselbe hat einen cylindrischen Behälter von solcher Ausdehnung, dass der Taucher mit der darin auf 30 Atm. verdichteten Luft 6 Stunden lang ausreicht, ohne jede Verbindung mit der Luftpumpe. Der dem Regulatortornister Luft zuführende Schlauch steht hier also nicht mit der Luftpumpe, sondern mit dem Hochdruckbehälter in Verbindung. Die Luftzuströmung im Regulator regelt sich auch selbstthätig, und richtet die Spannung der dem Taucher zum Athmen zuströmenden Luft sich nach der Wassertiefe ein, in welcher der Taucher sich befindet.

Noch mehr als diese Hochdruck-Apparate scheinen die Apparate der *Fleuss-Breathing Dress- u. Safety-Lamps-Company* die Leistungsfähigkeit der Taucher zu steigern. Dieser Apparat enthält eine constante Luftmenge von entsprechender Pressung und diese Luft gelangt wiederholt zum Einathmen, indem sie fortwährend regenerirt wird. Die Ausrüstung besteht aus einer Gesichtsmaske eigener Einrichtung, und aus einem Tornister, welcher die zur Luftregeneration nöthigen Stoffe: kaustisches Natron, reinen Sauerstoff u. s. w. in verschiedenen Abtheilungen enthält, die an einem auf der Brust zu tragenden Luftsacke durch Röhren angeschlossen sind. Indem die ausgeathmete Luft mit dem kaustischen Natron in Berührung tritt, wird die Kohlensäure abgeschieden, welche in das umgebende Wasser entweicht. An die Athmungsluft wird fortwährend ein Zuschuss aus dem Sauerstoffbehälter abgegeben und die Menge dieses Zuschusses kann durch ein Schraubenventil genau regulirt werden; dennoch ist die Regulirung nicht derart möglich, dass die Athmungsluft immer die Zusammensetzung atmosphärischer Luft hat, doch sollen diese kleinen Unregelmässigkeiten nicht schädlich auf den menschlichen Organismus wirken. Im Bergwerksbetriebe ist dieser Apparat mit gutem Erfolge benutzt worden *(Deutsche Bauzeitung 1884, S. 432 und 1886, S. 35)*. Zur Sauerstofferzeugung stellt die genannte Gesellschaft einfache Apparate bei. Ebenso liefert sie eine Lampe mit zugehörigem Sauerstoffbehälter. Aus diesem gelangt der Sauerstoff durch ein dünnes Platinrohr nach einer Spiritusflamme, die nun einen Kalkcylinder zum Erglühen und Leuchten bringt. Die Füllung des Apparates reicht für eine Arbeitsdauer von 3 bis 4 Stunden. Ohne Lampe kostet der Apparat 500 *M*, und die Lampe kostet 120 *M*; die Kosten sind also nicht erheblich und sprechen sehr zu Gunsten dieser Apparate.

Die Arbeiten der Taucher sind sehr mannigfaltig, doch beschränkt man ihre

Beihilfe bei Fundirungen auf dasjenige, was unumgänglich nothwendig ist. Einige Arbeiten der Taucher sind nachstehend angeführt.

In der Mosel, 3^{km} oberhalb Coblenz befand sich eine Stromschnelle, die ein relatives Gefälle von 1 : 300 hatte und wo bei niedrigem Wasserstande einzelne Felsköpfe in der bis auf 45^{m} eingeschränkten Fahrrinne aus dem Wasser hervorstanden. Dieses für die Schiffahrt höchst nachtheilige Gefälle wurde 1884 gebrochen und das Felsenriff bis auf 1,1^{m} unter Niedrigwasser beseitigt. Die Art des Betriebes bei den Sprengungen ist aus Fig. 145 und 146 zu ersehen *(Wochenblatt für Archit.- u. Ing. 1884, S. 375).*

Von einem durch 2 gekuppelte Fahrzeuge gebildeten schwimmenden Gerüst wurden durch 2,5^{cm} im Durchmesser haltende Stahlbohrer die Bohrlöcher in den Felsen

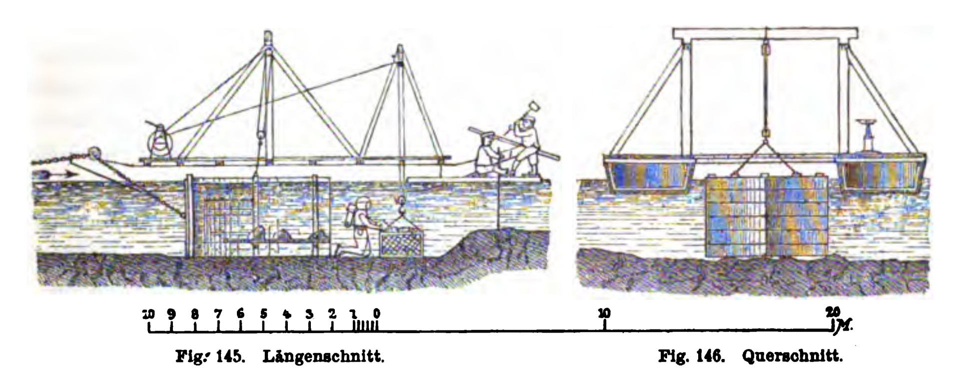


Fig. 145. Längenschnitt. Fig. 146. Querschnitt.

getrieben und der Felsen durch Einsetzen von Dynamitpatronen gesprengt. Letztere mit Zündkapsel und Bickford'scher Guttapercha-Zündschnur versehen, wurde auf dem Gerüst an eine Weidenruthe gebunden und mit dieser durch einen Taucher in das Bohrloch eingesetzt, so dass das Ende der Zündschnur und der Weidenruthe noch aus dem Wasser herausstand. Nachdem der Taucher noch dem Bohrloche einen kleinen Besatz aus leichtem Kies gegeben hatte, stieg derselbe an die Oberfläche, und nun wurde die Zündschnur angezündet. Ein dumpfer Krach, verbunden mit einem leichten Aufwallen des Wassers, lässt die Wirksamkeit des Schusses erkennen. Der Taucher geht nun wieder unter Wasser, setzt die Bohrstange an und sammelt im Schutze eines, zwischen den Fahrzeugen hängenden Strombrechers die gesprengten Felsmassen in einen, etwa $^{1}/_{4}$^{cbm} haltenden eisernen Korb. Dieser wird mit Hilfe einer Bockwinde und eines Flaschenzuges gehoben, die Felsstücke in Schiffe geladen und am Ufer aufgemetert.

Die Besatzung des Gerüstes bestand aus einem Aufseher, 2 Tauchern und 7 Arbeitern. Die Taucher lösten sich bei der Arbeit unter Wasser ab, so dass jeder derselben 5 Arbeitsstunden täglich unter Wasser zubrachte. Von den Arbeitern waren 2 Mann stets an der Luftpumpe beschäftigt, 5 Mann aber beim Schlagen von 2 Bohrlöchern und beim Verfahren der gesprengten Steine thätig. Vom 1. April bis Ende Juli wurden 314^{cbm} abgesprengt und zu Tage gefördert. Hierzu wurden verbraucht: 77,5^{kg} Dynamit, 80 Ringe Zündschnur und etwa 520 Zündkapseln. Abgegeben wurden 506 Schüsse, so dass man pro Schuss etwa 0,6^{cbm} Felsen löste. Täglich wurden 5 bis 6 Schüsse abgebrannt und etwa 3^{cbm} Felsen gelöst. Bei Beginn der Arbeiten betrugen die Kosten pro 1^{cbm} gelösten Felsens in Taglohnarbeit durchschnittlich 22 *M*; hierbei hatten die Taucher den Taucheranzug und die Luftpumpe für einen Taglohnsatz von 10 *M* pro Taucher zu stellen. Später wurden den Tauchern die Arbeiten in

Accord übertragen und erhielten diese pro 1^{cbm} gelösten Felsen, im aufgesetzten Zustande gemessen, 19 ℳ. Dafür hatten die Taucher noch das Sprenggerüst zu unterhalten und sämmtliche Geräthe und Sprengmaterialien zu liefern. Geleitet wurden die Arbeiten durch den Regierungsbaumeister A. Franke.

Die Reconstructionsarbeiten im neuen Hafen zu Triest wurden durchaus unterseeisch ausgeführt, und dürften den Beweis liefern, dass bei dem heutigen Stande der Ingenieur-Wissenschaften die Arbeiten unter Wasser mit der gleichen Genauigkeit und Sicherheit ausgeführt werden können, wie im Trocknen. Im Triest'er Hafen *(Allgemeine Bauzeitung 1876, S. 25 und 1882, S. 50 mit Taf. 33—36)* liess Oberinspector F. Bömches bei Abtragung der Blockmauern die einzelnen Blöcke mittelst eines Dampfkrahnes von 26ᵗ Hebekraft herausheben, nachdem dieselben durch den Taucher mit 2 Fussketten angekettet waren. Hierbei wurden 70 Blöcke mehr herausgehoben, als es die Reconstruction der Mauer erforderte, nämlich aus tieferliegenden Schichten, woraus sich ein namhafter Gewinn ergab, da die Blöcke gut erhalten waren und wieder verwendet werden konnten. Wo die Setzungen und Verschiebungen der Blockmauern nicht so bedeutend waren, nahm man deren Regulirung durch Absprengen eines Theiles der künstlichen Blöcke vor, wie in Fig. 147 und 148 dargestellt ist. Durch die Erfahrung wurde festgestellt, dass 3 Minen auf eine Blockfaçade von 2ᵐ Breite vertheilt, und zwar eine in der Mitte und die anderen je 0,6ᵐ rechts und links davon und zusammen auf elektrischem Wege gesprengt, am günstigsten wirkten. Bei nicht zu stark geneigten Blöcken von 1,5ᵐ Höhe, genügten 3 Bohrlöcher von 1,2ᵐ Tiefe, um den Kopf in einer fast ebenen Fläche abzusprengen. Bei sehr stark geneigten Flächen jedoch wurde es nothwendig, den Blockkopf der Höhe nach in 2 Terrassen abzutheilen und jede für sich mit Minen von 0,6 bis 0,7ᵐ Bohrtiefe zu sprengen.

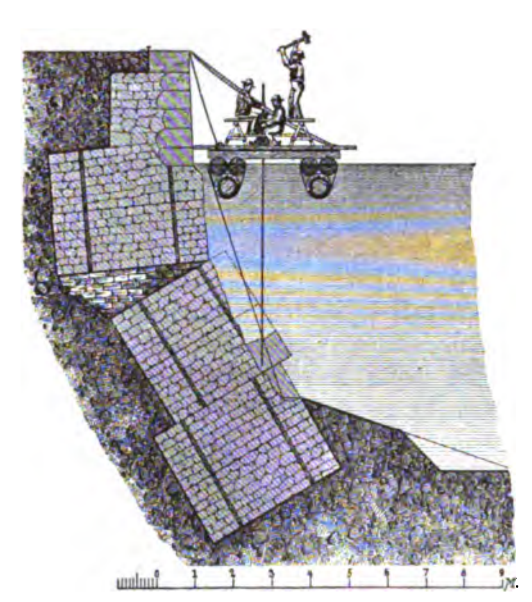


Fig. 147. Bohrung der Minenlöcher.

Die Ladung bestand aus Nobel'schem Dynamit No. 1 und variirte nach der Stärke des vor der Mine befindlichen Blockmauerwerkes, der sog. Widerstandslinie, so dass bei 0,25ᵐ Widerstandslinie 60ᵍ Ladung pro Minenbohrloch, bis zu 0,9ᵐ Widerstandslinie 175ᵍ Ladung pro Minenbohrloch angewendet worden ist. Auf diese Weise wurden die Blockmauern auf 40ᵐ Länge durch Absprengen regulirt, von nur einer Schaar bis zu 3 übereinander liegenden gehend. Im Ganzen wurden 28 Blockköpfe ganz und 10 halb abgesprengt. Dieses erforderte die Erzeugung von Bohrlöchern in einer Gesammtlänge von 124,3ᵐ und die Anwendung von 23,5^{kg} Dynamit und 215 Stück elektrischen Zündern. Die Tiefe der Minenkammern variirte zwischen 1,8ᵐ und 6ᵐ unter Nullpunkt.

Die angewendeten Minen-Geräthschaften waren die gewöhnlichen Minen-Bohrstangen mit 35^{mm} breiter Schneide und genügender Länge; sie wurden, nachdem sie

durch den Taucher an die Stelle, wo die Mine gebohrt werden sollte, dirigirt und bis zum Eindringen von ca. 15^{cm} beobachtet worden, mit dem Schlägel von ca. 7^{kg} Gewicht eingetrieben. Die Mineur-Compagnie, aus 4 Mann bestehend, hielt sich auf einem gewöhnlichen Floss auf, welches 6^{m} lang, $2{,}5^{m}$ breit und durch leere Fässer tragfähiger gemacht worden war. Die Bohrstange wurde von 3 Mann gehoben und gedreht, während der 4. schlug; dies ist in Fig. 147 angedeutet und Fig. 148 zeigt das Laden. Der Taucher, auf einer Strickleiter stehend, drückt mit einem hölzernen Stempel die einfache Dynamitpatrone der Ladung in die Kammer und setzt dann behutsam die Zündpatrone darauf, die durch eine mit Guttapercha isolirte Kupferleitung mit einer gewöhnlichen Elektrisirmaschine in Verbindung stand. Der Hauptvortheil der elektrischen Zündung ist die gemeinsame Wirkung mehrerer zugleich gesprengter Minen, sowie die Gewissheit beim Versagen des Schusses, dass keine Gefahr beim Herausnehmen der Patronen vorhanden ist. Bei diesen Wassertiefen über der Mine war niemals ein Verdämmen derselben nothwendig. Nachdem die Mine gewirkt hatte, entfernte der Taucher, auf einer hängenden Brücke sitzend, das gelockerte Material. Etwa stehen gebliebene Spitzen wurden vom Floss aus durch einen langen Meissel abgeschlagen. Eine Blockfaçade von $2 \times 1{,}5^{m} = 3^{qm}$ kostete rund 58,7 fl. zu reguliren. Diese Arbeiten wurden von den Ingenieuren A. Fraisse und H. Gleyre geleitet.

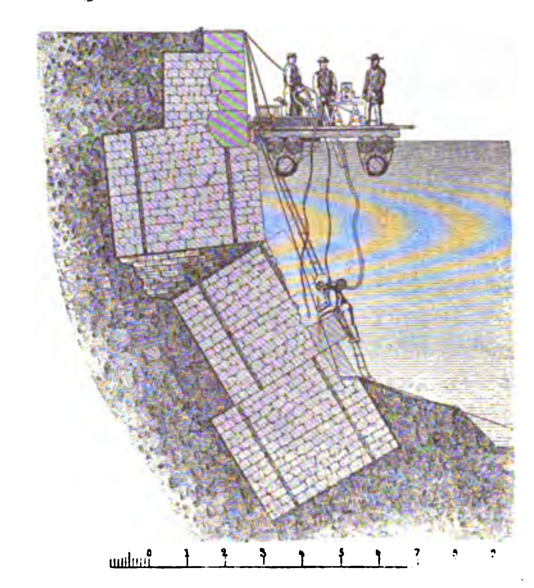


Fig. 148. Ladung und Sprengung der Minen.

Fig. 149 zeigt einen Taucher, der den Fuss einer Kaimauer reparirt; der zu diesem Zwecke erforderliche Mörtel wird in einem Sacke *b* oder einer Tasche herunter gelassen, damit er vom Wasser nicht ausgewaschen werde.

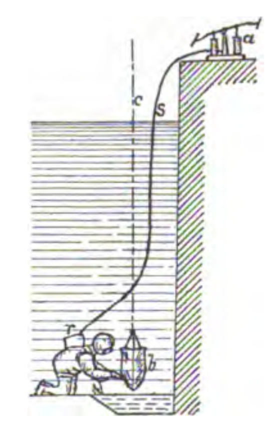


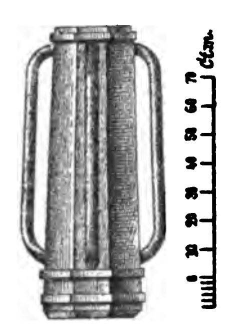
Fig. 149.

§ 8. Maschinen zum Einschlagen der Pfähle, Rammen.

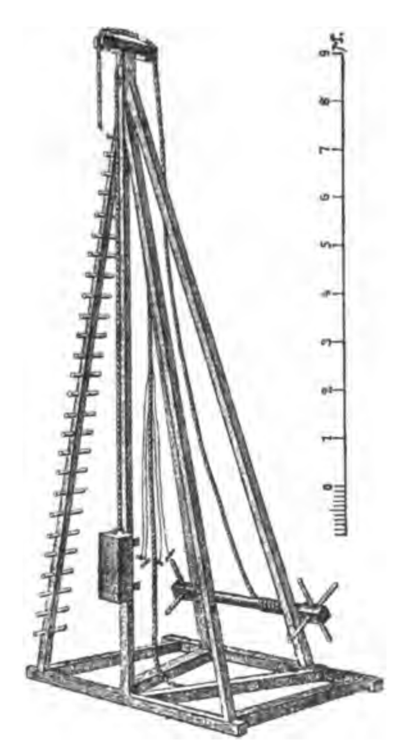
Zum Einschlagen der Rost- und Spundpfähle benutzt man Maschinen, welche Rammen genannt werden. Diese bestehen im Wesentlichen aus dem Rammklotz, Bär genannt, der wiederholt auf eine entsprechende Höhe gehoben, von dieser auf den Pfahl herabfällt, wodurch der letztere in den Boden eindringt. Je nach dem Mittel, durch welches das Heben des Bären erfolgt, unterscheidet man Handrammen und Zugrammen, Wipprammen, Kunstrammen, Dampframmen und Pulverrammen.

Die aus Eichenholz bestehende Handramme wird gewöhnlich von 4 Arbeitern direct gehoben, weshalb man dieselbe nach Fig. 150 achteckig gestaltet und mit 4

Bügeln zum Anfassen versieht. Diese sind aus dem Grunde möglichst lang, weil beim Rammen der Pfahl tiefer eindringt, während die herumstehenden 4 Arbeiter in gleicher Höhe stehen bleiben, der Rammklotz also in verschiedener Höhe gefasst werden muss. Um das Spalten des aus möglichst trocknem Holze herzustellenden Rammklotzes zu verhindern, zieht man 3 eiserne Ringe von oben her warm auf denselben auf, so dass diese sich beim Erkalten zusammenziehen und dann sehr fest sitzen. Die Handramme kann nur 0,5 bis 0,6^{m} hoch gehoben werden und jeder Arbeiter kann dabei dauernd nicht mehr als ca. 12^{kg} heben; demnach darf das Gewicht des Klotzes 50^{kg} kaum überschreiten und somit ist die Wirkung dieser Ramme nur sehr gering.


Fig. 150. Handramme.

Die **Zugramme** giebt schon einen erheblich bessern Effect, da einerseits der Rammbär ein weit grösseres Gewicht haben kann und andererseits die Hubhöhe wesentlich grösser ist. Eine ältere Zugramme, auch Lauf- oder Läuferramme genannt, zeigt Fig. 151. Das Rammgerüst besteht hierbei aus der durch 2 Vorder- und 2 Hinterstreben abgesteiften Läuferruthe, sowie aus dem viereckigen Schwellwerk, welches aus der Vorder- und Hinterschwelle, den beiden Seitenschwellen und den beiden Mittelschwellen zusammengesetzt ist. Gewöhnlich sind die Schwellen sowohl unter sich, wie auch mit der Läuferruthe und den Streben durch Zapfen und Ueberwürfe verbunden, wogegen die Streben am obern Ende mittelst Versatzung und durchgesteckter Schraubenbolzen an der Läuferruthe befestigt werden. Der Bär hängt an dem **Rammtau**, welches über eine im obern Theil der Läuferruthe eingelassene Rammscheibe in die **Rammstube** geführt wird. Die Stube ist der Raum über den Schwellen, wo auf einem losen Bretterboden die Arbeiter stehen und mittelst der angesteckten **Zugleinen** das hintere Ende des Rammtaues stossweise abwärts ziehen, wodurch sie den Bär heben, der beim plötzlichen Nachlassen des Zuges auf den Pfahl fällt und denselben in den Boden eintreibt. Die linksseitige Vorderstrebe wird gewöhnlich mit Sprossen versehen, damit ein Arbeiter auf diese Leiter hinaufsteigen kann, um das Einbringen der Taue und das Schmieren der Rammscheibe zu besorgen. Zum Setzen der Pfähle liegt auf der Läuferruthe ein Krahnbalken oder „Trietzkopf", der an jedem Ende eine Rolle hat, über welche das Windetau nach der Winde geführt ist. In neuerer Zeit ersetzt man diese Vorrichtung meistens durch einen Flaschenzug, der nach Fig. 152 angebracht, zum Aufrichten der Pfähle bequemer ist. Erhält die Ramme, wie in Fig. 151, nur eine Läuferruthe, die man auch „Mäkler" nennt, so erhält der Rammbär nach Fig. 154 und 155 vier Arme, welche die Ruthe umfassen und hinten durch einen Riegel oder besser durch eine Rolle mit durchgestecktem Bolzen miteinander verbunden sind.


Fig. 151. Zugramme.

Das Schwellwerk dieser Zugramme erfordert nicht nur viel Holz, sondern auch viel Raum zur Aufstellung. Viel einfacher ist die in Fig. 152 dargestellte sog. Stützenramme, welche sich sowohl durch die leichte Art der Aufstellung, wie auch dadurch auszeichnet, dass sie zum Einschlagen schräg stehender Pfähle benutzt werden kann. Hierbei wird die aus der Schwelle, den Ruthen und den Streben zu einem festen Ganzen verbundene Vorderwand durch eine schräge Stütze festgestellt; da aber die Vorderwand bei verticaler Stellung leicht überkippen könnte, so befestigt man oben an den Läuferruthen 2 „Kopftaue“, deren untere Enden um fest in den Boden eingetriebene Pflöcke geschlungen werden, wodurch nunmehr die Ramme einen gesicherten Stand erhält. Die Ruthen bestehen hier aus 2 schwachen Hölzern, welche oben und unten durch Zwischenlagen in passender Entfernung von einander gehalten werden; man nennt diese beiden Ruthen wohl eine „Schere“, und daher die ganze Ramme eine „Scherramme“. Der Bär erhält in diesem Falle nach Fig. 156 und 157 zwei Arme, die zwischen beide Ruthen hindurchgreifen und an der Hinterseite mittelst hölzerner Riegel an denselben geführt werden. Bei dieser Anordnung erfordert die Befestigung der Arme und Riegel grosse Vorsicht, damit sie nicht etwa herausfallen oder abbrechen, was für die darunter stehenden Arbeiter gefährlich werden könnte. Soll der Bär aus Holz bestehen, so wählt man hierzu ein möglichst trocknes, gesundes und starkes Stück vom Stammende einer Eiche; aber auch dieses feste Holz kann den harten Stössen nicht widerstehen, wenn es nicht durch starke eiserne, warm aufgezogene Reifen zusammengehalten wird. Gewöhnlich beträgt das Gewicht des Bären 300 bis 600^{kg}.

Fig. 152. Zugramme. Fig. 153.

Die eiserne Kramme, woran der Bär über dem Schwerpunkte desselben an dem Rammtau aufgehängt wird, muss aus 3 bis 4^{cm} starkem Rundeisen gebogen werden und erhalten die beiden mit eingehauenen Widerhaken versehenen Spitzen 20 bis 30^{cm} Länge.

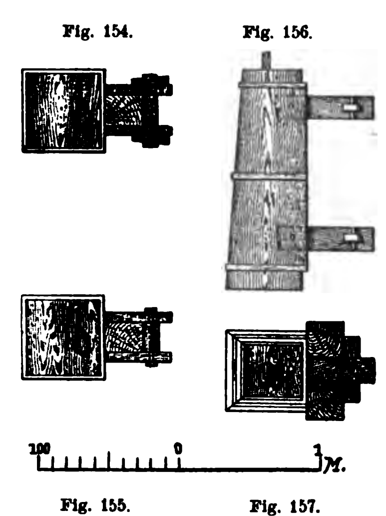


Fig. 154. Fig. 156. Fig. 155. Fig. 157.

Bei den Zugrammen ist das Rammtau einer starken Abnutzung ausgesetzt, indem es stossweise und rasch wechselnd vom spannungslosen in den stark gespannten Zustand übergeht. Das Tau muss somit eine

grössere Stärke erhalten, als sie erforderlich wäre, wenn dasselbe den Rammbär nur mit mässiger Geschwindigkeit zu heben hätte; dagegen ist aber eine zu grosse Stärke wieder sehr nachtheilig, indem einerseits eine grössere Kraft zur Ueberwindung der vermehrten Seilsteifigkeit erforderlich wird und andererseits das grosse Gewicht des Taues als Gegengewicht den Effect des herabfallenden Bärs vermindert. Es empfiehlt sich aus diesem Grunde, für das Rammtau den besten Hanf zu verwenden, damit dasselbe bei geringem Durchmesser und kleinem Gewicht recht fest und möglichst biegsam werde; getheerte Rammtaue sind aus letzterem Grunde unzulässig. Ein aus gutem Material bestehendes Rammtau von 3,5^{cm} Durchmesser genügt für einen 600^{kg} schweren Bär und erhält sich bei regelmässigem Gebrauche einige Monate hindurch ohne erhebliche Beschädigung.

Bevor man das Rammtau an der eisernen Kramme des Bärs anbindet, umwickelt man die Kramme ziemlich stark mit altem Tauwerk und darüber mit Leinen, um eine weiche Unterlage für die Oese des Rammtaues zu schaffen, damit dieselbe nicht zu leicht beschädigt werde; dann zieht man das Tau durch die Kramme, zerlegt das lose Ende desselben in die einzelnen Stränge und zieht jeden Strang mehrmals zwischen die Stränge des Taues hindurch, wobei man einen Stahldorn zum Auseinanderbiegen der Stränge benutzt. Ist dies möglichst sorgfältig geschehen, so wird die ganze Verbindung mit einer Schnur fest und dicht umwunden.

Die Verbindung der nur 6^{mm} starken „Zugleinen“ mit dem Rammtau bewirkt man durch das sog. „Kranztau“, nämlich ein kreisförmig gewundenes Tau, woran sämmtliche Zugleinen angebunden sind und welches über den hölzernen Pflock gelegt wird, der durch eine Schleife des Rammtaues hindurch gesteckt ist, wie dies Fig. 153 zeigt; anstatt des Kranztaues kann man ebensogut einen länglichen eisernen Ring anwenden. Am untern Ende der Zugleinen befinden sich die „Knebel“, welche den Arbeitern während des Ziehens als Handhabe dienen. Dieselben bestehen aus runden Hölzern von 4^{cm} Durchmesser und 30^{cm} Länge, wenn nur das Ende der Zugleine daran gebunden wird; sollen aber noch 6—8^{m} Zugleine auf den Knebel aufgewickelt werden, so muss er mindestens eine Länge von 40^{cm} erhalten. Die Knebel werden am besten in einer solchen Höhe angebracht, dass, sobald der Bär auf dem Pfahl aufsteht, der Knebel vor den Augen des Arbeiters schwebt. Je nach dem Eindringen des Pfahles wird daher in kurzen Zwischenräumen ein Verstellen der Knebel nothwendig, was am einfachsten dadurch geschieht, dass die auf dem Knebel aufgewickelte Zugleine entsprechend abgewickelt und dann die letzte Windung verkehrt aufgesteckt wird; der Arbeiter kann dabei den Knebel mit aller Kraft herabziehen, ohne die Leine zu lösen.

Indem der Arbeiter den Knebel mit beiden Händen fasst und ihn abwärts drückt, wird der Druck gegen den Knebel mit dessen Herabsinken nach und nach vortheilhafter, bis zuletzt der Knebel mit steifen Armen heftig gestossen werden kann, wodurch der Bär, vermöge der erhaltenen Geschwindigkeit, noch merklich höher hinaufspringt. Die Tiefe, bis zu welcher der Arbeiter den Knebel herabdrückt, beträgt meistens nur 1,1^{m}; hierdurch hebt sich aber der Bär, mit Hilfe der Stosswirkung am Ende des Zuges, gewöhnlich 1,25^{m}, in Ausnahmsfällen selbst bis 2^{m} hoch, doch darf man durchschnittlich nur eine Hubhöhe von 1,25^{m} annehmen. Jeder Arbeiter kann an der Ramme dauernd nur mit einer Kraft von 12 bis 15^{kg} wirken, so dass zu einem Bär von 300^{kg} Gewicht mindestens 20 Arbeiter erforderlich sind. Je stärker der einzelne Arbeiter belastet ist, um so geringer wird die Höhe sein, auf welche der Bär gehoben wird, um so ungünstiger daher auch der Effect der Ramme.

Beim Rammen stellen sich die Arbeiter rings um das Rammtau, dem alle das

Gesicht zukehren; trotzdem nun die Rammarbeit durch das Aufstellen der Pfähle und das Umstecken des Kranztaues bezw. Verstellen der Knebel an den Zugleinen etc. häufig unterbrochen werden muss, so ist diese Arbeit doch so anstrengend, dass noch vielfache „Pausen" eintreten müssen. Gewöhnlich erfolgen 20 bis 30 Schläge unmittelbar nach einander und man nennt dieses eine „Hitze", alsdann lässt man eine Pause von 2 bis 3 Minuten eintreten. Ein bei der übrigen Mannschaft in Achtung stehender zuverlässiger Vorarbeiter, der meistens keine Zugleine, sondern das hinter dem Kranztau frei herabhängende Ende des Rammtaues, das sog. „Schwanztau" hält, und daher „Schwanzmeister" genannt wird, beaufsichtigt sämmtliche mit der Rammarbeit in Verbindung stehende Arbeiten, giebt den „Takt", sowie den Anfang und Schluss einer Hitze an und beobachtet das Eindringen des Pfahles. Auf eine 10stündige Tagesarbeit kommen höchstens 160 Hitzen à 25 Schläge und 1 Arbeiter kann dabei täglich höchstens 80000^{mkg} leisten.

Die Wirkung des Schlages kann der Arbeiter dadurch stark beeinträchtigen, dass er sich durch den niederfallenden Bär etwas anheben lässt, was man daran erkennt, dass die Zugleine straff bleibt, wenn der Bär fällt. Die schwierige Controle der Arbeiter erleichtert man sich dadurch, dass man die Rammarbeiten in Accord giebt und sich gegen betrügerische Verkürzung der Pfähle sichert, indem man in geringem Abstand vom Stammende ein Zeichen einbrennt.

Bei den bisher erwähnten Rammen lässt sich der Pfahlkopf unmittelbar nur bis zur Höhe der Schwelle einschlagen; sollen Grundpfähle tiefer eingerammt werden, so bedient man sich des in Fig. 158 gezeichneten „Aufsetzers", der auch Jungfer oder Rammknecht genannt wird. Er besteht aus einem eichenen Klotze, der oben und unten mit eisernen Reifen und für die Läuferruthe mit 1 bis 2 Armen versehen ist. Unten hat der Aufsetzer einen eisernen Dorn von ca. 15^{cm} Länge, der in ein im Pfahlkopfe angebrachtes Bohrloch eingreift. Sobald der Aufsetzer gebraucht werden soll, wird zunächst der schon stumpf geschlagene Pfahlkopf sorgfältig abgeschnitten und das Loch für den Dorn eingebohrt, so dass der Aufsetzer möglichst genau in der Richtung der Läuferruthe und des Pfahles trifft. Durch Anwendung des Aufsetzers wird der Effect der Ramme oft um mehr als $^1/_3$ vermindert, namentlich wenn die Oberflächen des Aufsetzers und des Pfahlkopfes nicht mehr aus festen Holzfasern bestehen.



Fig. 158.

Bei den Scherrammen kann der Aufsetzer ganz vermieden werden, namentlich wenn man den Bär aus Gusseisen construirt und zwischen den Ruthen anordnet, wie in Fig. 159 und 160, wobei der Pfahl selbstverständlich auch zwischen den Ruthen stehen muss. Diese Ramme ist sehr einfach und recht zweckmässig construirt; bei derselben kann man die Läuferruthen beliebig tief unter das Schwellwerk hinabreichen lassen, soweit der einzuschlagende Pfahl dies erfordert.

Fig. 159.

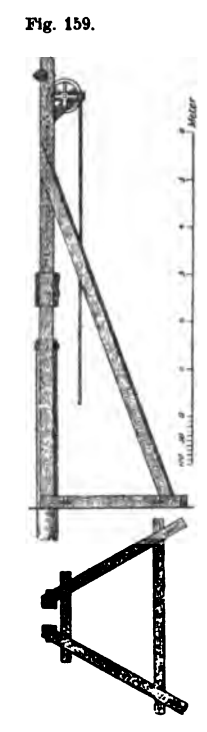


Fig. 160. Zugramme.

Die sog. „Pionirramme" zeigt Fig. 161 und 162. Die Läufer- oder Scherruthe reicht 2 bis 3^m über die unterstützende Querschwelle hinaus, so dass die Ramme

sich gut in Ecken verwenden lässt; sonstige Vorzüge hat sie nicht. Die Scherruthen können hierbei auch leicht beliebig schräg gestellt werden.

Fig. 161.

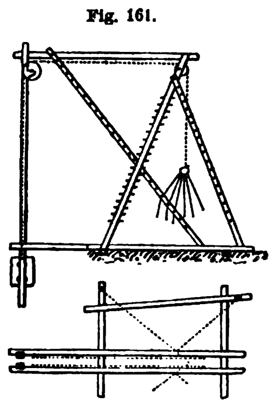


Fig. 162. Pionirramme.

Weit vortheilhafter als die Zugramme ist die sog. „Kunstramme“, die sich von der ersteren im Wesentlichen nur dadurch unterscheidet, dass der Bär nicht unmittelbar durch Menschenkraft, sondern mit Hilfe einer Winde gehoben wird. Bei der Zugramme steht nämlich die grosse Anzahl der Arbeiter oft $^2/_3$ der täglichen Arbeitszeit vollständig müssig, da die Anstrengung derselben während einer Hitze von 1 bis $1^1/_2$ Min. so gross ist, dass eine doppelt so lange Erholung eintreten muss. Diese starke, so schnell völlige Erschöpfung herbeiführende Anstrengung der Arbeiter kann nicht dem Maximum ihrer Tagesleistung entsprechen, zumal die Kraftübertragung bei der Ramme keine günstige ist; man hat daher auch lange erkannt, dass dieselben Arbeiter an Kurbeln wirkend, weit mehr leisten könnten. Schon 1707 hatte der französische Gelehrte de la Hire, dann 1730 Leupold die Zugramme mit Laufrädern, Göpeln u. s. w. verbunden und dadurch den Uebergang zu den Kunstrammen angebahnt. Wesentliche Verbesserungen sind dann von Vauloué, sowie 1760 von Belidor und 1780 von Perronet eingeführt. Jetzt wird die Kunstramme ziemlich allgemein angewendet und meistens hat sie sehr gute Resultate ergeben, trotzdem hat aber doch die Zugramme noch ihre eifrigen Vertreter behalten.

Während an der Zugramme bei einem 600^{kg} schweren Bär mindestens 40 Arbeiter nöthig sind, genügen zum Aufwinden des Bärs von demselben Gewichte an der Kunstramme 4 Arbeiter, und ein Schlag der Kunstramme bewirkt bei schwer zu durchdringendem Boden oft ein tieferes Eindringen des Pfahles, als eine mehrstündige Arbeit der Zugramme. Vergleicht man die Kosten für die Arbeit beider Rammen, so findet man durchschnittlich, dass bei gleichen Verhältnissen das Einschlagen eines Pfahles mittelst der Zugramme dreimal soviel kostet als bei Anwendung der Kunstramme.

Für die sehr umfangreichen Rammarbeiten zu den Gebäuden der steuerfreien Niederlage zu Harburg wurden Zug- und Kunstrammen angewendet; die von Köpke angestellte Rechnung ergab, dass eine Zugramme ungefähr zweimal so rasch arbeitete als eine Kunstramme, sie arbeitete aber viermal so theuer und erforderte neunmal so viel Arbeiter; es kostete 1 lfd. m Pfahl mit der Kunstramme einzurammen 0,856 ℳ. Indess tritt der Vortheil der Kunstramme erst dann ein, wenn der Pfahl schon so tief eingedrungen ist, dass man den Bär ziemlich hoch heben kann, und der Pfahl gegen weiteres Eindringen schon grössern Widerstand leistet. Es empfiehlt sich daher, zum Setzen und zum anfänglichen Einschlagen der Pfähle eine hohe Zugramme mit leichtem Bär anzuwenden und erst hinterher die Kunstramme wirken zu lassen, um die Pfähle bis zur erforderlichen Tiefe einzuschlagen.

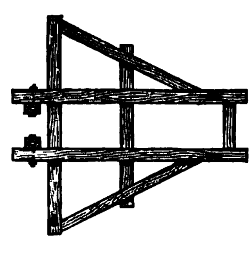
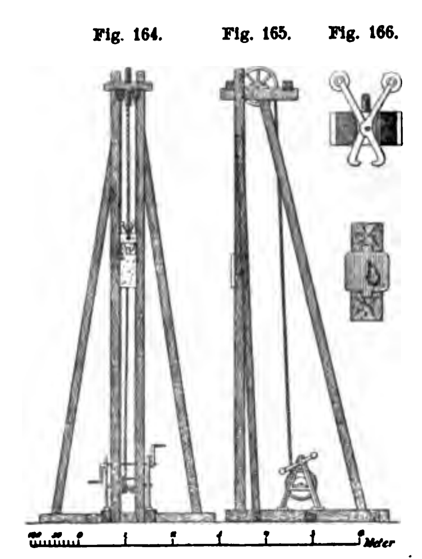


Fig. 163.

Das Gerüst der Kunstramme kann ganz wie bei der Zugramme construirt werden, nur muss man Sorge tragen, dass die Winde sich auf dem Schwellwerk durch Schraubenbolzen solide befestigen lässt, damit sie im Stande ist, den Bär zu heben. Fig. 163

zeigt den Grundriss einer Kunstramme, deren Vorder- und Seitenansicht in Fig. 164 und 165 dargestellt ist. Die Läuferruthen sind hier an den beiden Mittelschwellen mittelst Schraubenbolzen angeschraubt.

Der Rammbär wird bei der Kunstramme stets aus Gusseisen hergestellt und erhält ein Gewicht von 500 bis 800^{kg}, worüber man selten hinaus geht, da ein 800^{kg} schwerer Bär mit einer gut construirten Winde noch durch 4 Mann gehoben werden kann. Die Fallhöhe des Bären beträgt gewöhnlich 6 bis 8^{m}, wonach das Rammgerüst eine Höhe von 8 bis 10^{m} erhalten muss, doch wird diese Höhe oft überschritten. Bei der in Fig. 163 bis 165 dargestellten Ramme, die in England viel gebraucht wird, ist der Bär zwischen den Läuferruthen angeordnet; derselbe ist mit ausgehobelten Nuthen versehen, in welche glatt bearbeitete quadratische Eisenschienen eingreifen, die mittelst versenkter Holzschrauben an den innern Seiten der Ruthen befestigt sind. An diesen Schienen kann der Bär, sicher geführt, ohne erhebliche Reibung heruntergleiten.


Fig. 164. Fig. 165. Fig. 166.

Kunstramme.

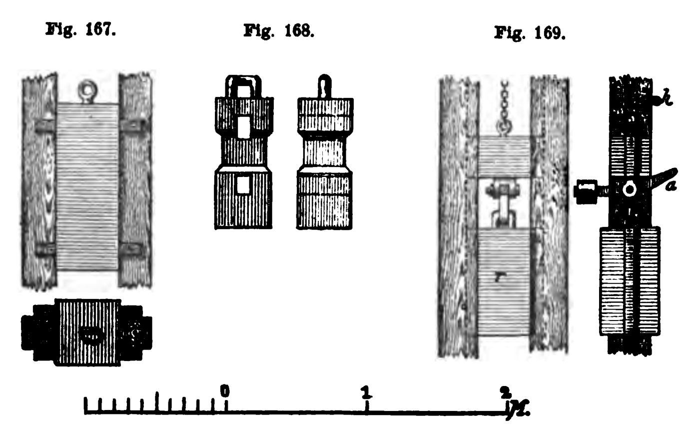
Ein wichtiges Glied der Kunstramme ist der Haken, welcher in die Oese des Bären eingreift, denselben bis zu einer gewissen Höhe hebt und ihn dann wieder fallen lässt. Für die letztere Ramme ist zu diesem Zwecke ein zangenförmiger Doppelhaken angebracht, dessen Einrichtung Fig. 166 zeigt. Diese Zange trägt an ihren oberen Armen gusseiserne Rollen mit eingedrehten Nuten; ihren Drehpunkt hat sie in einem Gussstücke, dem sog. „Fallblock"; dieser bezweckt, die Kette wieder herunter zu ziehen, wenn der Bär oben ausgelöst wird. Die beiden Haken müssen so bearbeitet sein, dass sie an der untern Seite schräge oder abgerundete Flächen haben, die beim Aufstossen auf die Oese des Bären zurückweichen und dadurch ein Eingreifen der Haken in die Oese ermöglichen. Die oberen Flächen der Haken sind Kreisbogen, mit dem Mittelpunkte in der Drehachse der Haken, weil die Haken nur in diesem Falle die Oese des Bären sicher fassen und dieselbe auch leicht wieder loslassen, sobald die Zange geöffnet wird.

Die Wirkungsweise des Apparates ist nun folgende: der Bär befindet sich unten, der Fallblock mit der Zange dagegen oben; wird jetzt das Vorgelege der Winde ausgerückt, so fällt der Fallblock herunter, wobei das überhängende Gewicht der Rollen die Zange schliesst; die geschlossene Zange stösst auf die Oese des Rammbären, wobei sie vermittelst der unteren schrägen Flächen geöffnet wird, sich durch die überhängenden Rollen aber sofort wieder schliesst, wenn sie die Oese des Bären aufgenommen hat. Nun wird das Vorgelege der Winde wieder eingerückt und der Bär emporgezogen, hierbei bewegen sich die Rollen an den Führungsschienen der Ruthen; wie Fig. 164 zeigt, verengen sich diese Schienen oben, so dass die Rollen der Zange, hier angekommen, sich einander nähern, die Zange sich also öffnet und den Bär fallen lässt. Rückt man nun das Vorgelege der Winde wieder aus, so bewegt sich der Fallblock abwärts und wickelt die Kette von der Windetrommel ab; damit die Geschwindigkeit des Fallblockes aber nicht zu stark beschleunigt werde, ist die Windetrommel

mit einer Bremse versehen, durch welche man nöthigen Falls den Fallblock in jeder beliebigen Höhe festhalten kann.

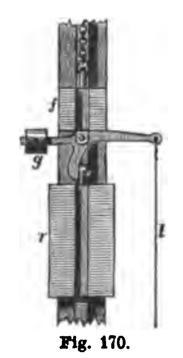
Eine andere Führung des Bären ist in Fig. 166 dargestellt, bei der an den Bär angegossene Leisten in entsprechende Nuten der Ruthen eingreifen und darin geführt werden; diese Anordnung ist jedoch nicht sehr zweckmässig, weil der eiserne Bär die Läuferruthen stark angreift.

Bei dem Bären, Fig. 167, sind 4 hölzerne oder eiserne Arme durch passende Oeffnungen des Rammbären gesteckt und darin befestigt, sie umfassen die Ruthen und gleiten daran; in Frankreich ist diese Anordnung auch bei Zugrammen gebräuchlich.



Soll der Bär vor den Scherruthen angebracht werden, so kann man die in Fig. 168 in der Vorder- und Seitenansicht gegebene Form anwenden. Dieser ca. 700^{kg} wiegende Bär bewährte sich bei den Rammarbeiten der steuerfreien Niederlage in Harburg sehr gut, er fällt mit geringem passivem Widerstand durch Reiben an den Läuferruthen und beschädigt die letzteren nicht durch heftiges Hin- und Herschleudern beim Auffallen auf den Pfahl, was bei langen Bären leicht der Fall ist. Der Bär hat 2 durchgehende Löcher von ca. 10^{cm} Breite und 15^{cm} Höhe; darin wurden die hölzernen Arme befestigt, die den Bär in den Scherruthen führen. Hinten sind diese Arme etwas breiter und höher als die Löcher, so dass sie sich mit einem Ansatz gegen den Bär legen, vorn aber aus demselben etwas vortreten, damit hier ein Holzkeil vorgeschlagen werden kann, der durch Splinte gegen Herausfallen gesichert ist. Hinter den Scherruthen sind die Arme wie in Fig. 156 und 157 construirt.

Ein einfacher Haken zum selbstthätigen Fassen und Loslassen des Bären ist in Fig. 169 gezeichnet; er hat 2 Arme, von denen *a* unter die beliebig eingeschlagene Klammer *h* stösst, wenn der Bär die gewünschte Höhe erreicht hat, er wird dann also ausgelöst. Das Gegengewicht *g* bringt aber den Haken beim Herunterfallen des Fallblock in die Stellung, die ein Eingreifen des Hakens in die Oese des Bären ermöglicht und indem die untere schräge Fläche des Hakens auf die Oese stösst, weicht der Haken aus und hebt das Gewicht *g*, welches aber sofort zurückfällt und den Haken in die Oese einschnappen lässt.


Fig. 170.

Die selbstthätige Auslösung des Bären ist zwar dann zweckmässig, wenn man ihn immer auf dieselbe Höhe heben will; indess ist dies nicht immer der Fall. Man bedient sich dann solcher Vorrichtungen, die eine Auslösung des Bären in jeder beliebigen Höhe gestatten. Fig. 170 zeigt eine solche Einrichtung, wobei an dem einen Arm des Hakens eine Leine *l* befestigt ist, während auf dem andern Arm das Gegengewicht *g* sitzt. Der Haken dreht sich dicht unter dem Fallblock *f* in einem Charnier; zieht man also unten an der Leine *l*, so muss der Haken aus der Oese des Bären *r* herausschnappen und der Bär fällt herunter.

Eine andere derartige Vorrichtung zeigt Fig. 171. Das Auslösen erfolgt hier ebenfalls durch eine Zugleine *l*, welche beim Anziehen durch den Hebelarm *b* die im Fallblock angebrachte Daumenwelle *c* dreht, wodurch die Daumen *d* dann die Zange öffnen.

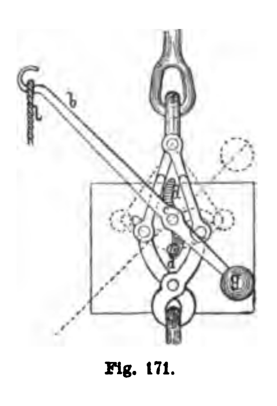


Fig. 171.

Fig. 172.

Kunstramme für Schrägpfähle.

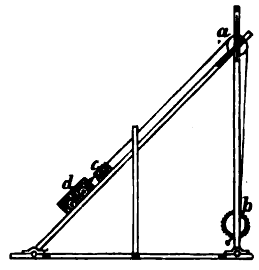


Fig. 173. Ramme für Schrägpfähle.

Eine auch zum Einschlagen von Schrägpfählen gut geeignete Kunstramme ist in Fig. 172 in der Seitenansicht dargestellt. Die Ruthen sind hier mit den beiden Vorderstreben zu einem festen Ganzen verbunden und diese Vorderwand ist in eisernen Fusslagern drehbar, während am Kopfende der Vorderwand eine Stütze in diese eingreift, welche mit ihr durch einen eisernen Bolzen verbunden ist. An einer auf dem Schwellwerk befestigten Langschwelle lässt sich der Fuss der Stütze vermittelst eines eisernen Bügels an verschiedenen Punkten feststellen, so dass die Vorderwand der Ramme sowohl vertical, wie auch ziemlich stark geneigt gestellt werden kann. Die Scherruthe kann beliebig weit unter das Schwellwerk hinabreichen.

Beim Einrammen einer grössern Anzahl von Schrägpfählen mit starker Neigung ist es vortheilhafter, hierzu eigens construirte Rammen anzuwenden; in Fig. 173 ist eine derartige Ramme angedeutet. Die Läuferruthen sind hier ausser an den beiden Enden noch in der Mitte unterstützt, damit das Bärgewicht dieselben nicht zu stark durchbiegen kann. Die verticale Stütze sowohl, wie die geneigte Läuferruthe lässt sich um ihren Fusspunkt drehen, oben lassen sich beide Theile in einander verschieben und feststellen. Die Aufzugkette ist nun über die Rammscheibe *a* nach der Winde *b* geführt und der Fallblock *c*, sowie der Bär *d* sind mit Rollen versehen, damit der Effect der Ramme durch die Reibung des Bären auf den geneigten Ruthen nicht zu sehr vermindert werde.

Fig. 174 zeigt eine Ramme mit rücklaufender Kette wie sie mit hölzernem Gerüst von der Maschinenfabrik Menck & Hambrock in Ottensen, Altona-Hamburg, geliefert wird:

Gewicht des Bärs	400	600	800	1000 kg
„ der ganzen Ramme . .	2000	3000	4000	5000 kg
Höhe bis Unterkante Bär . .	7	9	11	13 m
Preis der completen Ramme . .	900	1250	1600	1900 ℳ

Diese Fabrik liefert auch leichte Zugrammen für Rammarbeiten von geringem Umfange:

Gewicht des Bärs	100	200	300^{kg}
„ der ganzen Ramme . .	500	1000	1500^{kg}
Höhe bis Unterkante Bär . . .	5	7	9^{m}
Preis der completen Ramme . .	250	425	600 ℳ.

Bei den Kunstrammen sind Ketten zum Heben der Rammbären zweckmässiger als Seile, weil sie weniger der Abnutzung unterworfen sind. Die Stärke der Ketten und Seile kann man nach folgenden Formeln bestimmen. Es bezeichne:

P das Gewicht des Bären und des Fallblocks in Kilogrammen,
d den Durchmesser des Ketteneisens bezw. des Seiles in Millimetern,
D den Durchmesser der Trommel oder Rolle, um welche die Kette bezw. das Seil geschlungen wird, so ist für Ketten:

$$P = 6{,}04\, d^2;\; d = 0{,}407 \sqrt{P};\; D = 20 \text{ bis } 24\, d$$

und für Hanfseile:

$$P = 0{,}689\, d^2;\; d = 1{,}22 \sqrt{P};\; D = 7 \text{ bis } 8\, d.$$

In neuerer Zeit werden die Kunstrammen häufig mittelst Dampf betrieben, und zwar entweder durch eine Locomobile, oder durch kleine Dampfmaschinen, welche auf die Verschwellung der Ramme gestellt werden. In solchen Fällen aber, wo sich die Anschaffung einer Dampframme noch nicht lohnt, kann man die Rammen auch mit Pferdebetrieb einrichten. Eine derartige sehr zweckmässige Einrichtung von



Fig. 174.

Fig. 175. Grundriss. Fig. 176.

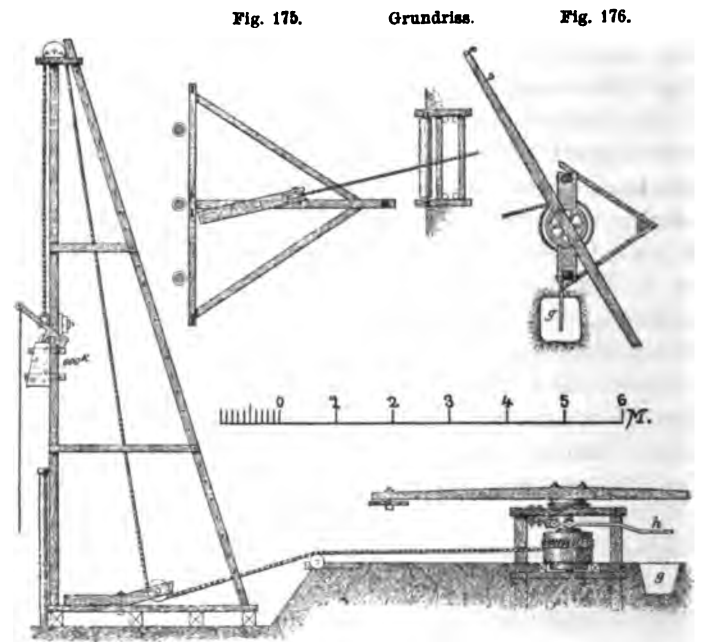


Fig. 177. Kunstramme mit Pferdebetrieb.

dem franz. Unternehmer Laferrère ist in Fig. 175 bis 178 dargestellt *(Portefeuille économique des machines 1875, S. 66).* Hierbei ist eine alte Axe von einem Erdtransportwagen mit 1^{m} Spurweite als Göpelwelle benutzt. Diese ist mit dem einen Zapfen nach Fig. 178 in ein Spurlager gestellt, während sie unterhalb des oben be-

findlichen Rades von einem Halslager umfasst wird. Der Göpelbaum, an dessen Enden je 1 Pferd wirkt, ist an den Speichen des oberen Rades festgeschraubt; seine ganze Länge beträgt 7^{m}.

Dicht über dem unteren Laufrade, dessen Spurkranz 0,8^{m} Durchmesser hat, befindet sich die 0,6^{m} hohe Seiltrommel von 0,9^{m} Durchmesser; sie sitzt lose auf der Axe und greift mit Zapfen in die Speichen des Laufrades ein. Oben trägt die Seiltrommel einen Muff, in welchen ein Hebel *h* eingreift, der durch einen in der Grube, Fig. 176 und 177, stehenden Arbeiter, über dessen Kopf der Göpelbaum hinweg geht, gehoben werden kann.

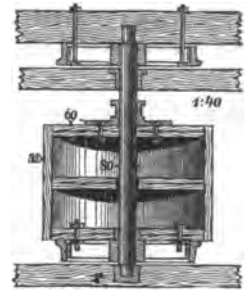


Fig. 178.

Wird nun der Bär in einer beliebigen Höhe vermittelst der herabhängenden Leine ausgelöst, so hebt der in der Grube *g* stehende Arbeiter den Hebel *h*, wodurch die Seiltrommel mit ihren Zapfen aus dem unteren Laufrade herausgehoben wird. Der Fallblock fällt nun herunter und wickelt das Seil von der Seiltrommel ab, indem diese sich lose um die Göpelaxe dreht, ohne dass die Pferde angehalten zu werden brauchen. Hat der Haken den Bär wieder gefasst, so lässt der Arbeiter die Seiltrommel niedersinken, wodurch die Kupplung vermittelst der in die Speichen eingreifenden Zapfen der Seiltrommel wieder hergestellt ist. Das Rammtau wird nach Fig. 175 und 177 derart über eine Rolle und eine Walze zur Seiltrommel geführt, dass der Göpel für eine grössere Zahl von Pfählen seinen festen Stand behalten konnte. Der Grundriss des Göpels ist in Fig. 176 dargestellt.

In Holland ist in neuerer Zeit eine eigenthümliche Ramme angewendet, die man „Wippramme" genannt hat; dieselbe wurde von Bovy & Co. in Luik ausgeführt und ist in Fig. 179 bis 182 dargestellt (*Deutsche Bauzeitung 1869, S. 631*). Es ist nämlich ein Mangel der Kunstrammen, dass die Pausen zwischen den einzelnen Schlägen sehr lang sind. Dadurch tritt die Adhäsion des Bodens nach jedem Schlage in volle Wirksamkeit und schwächt die Schlagwirkung der Ramme erheblich ab; sehr bedeutend wird dieser Uebelstand namentlich beim Rammen im Triebsande. Hier dürfte dann die Wippramme gute Dienste leisten, da bei derselben die Schläge schnell aufeinander folgen.

Fig. 179. Fig. 180.

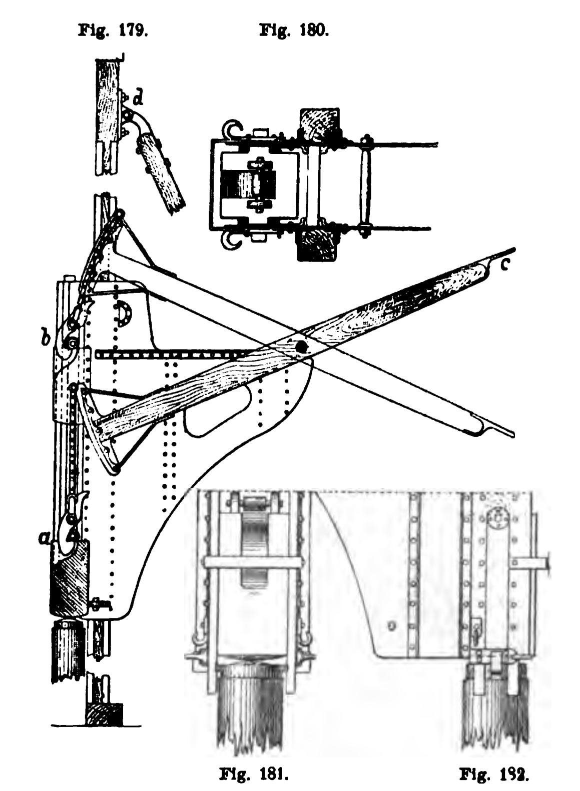


Fig. 181. Fig. 182.

Wippramme von Bovy & Co..

Nach Fig. 179 hängt der Rammbär vermittelst einer kleinen Rolle an dem Haken *a* und dieser hängt mittelst Gelenkkette an dem Ende eines Hebels, an dessen andern

Ende *c* die Zugleinen für die Arbeiter befestigt sind; ein Stück des Grundrisses von diesem Hebel zeigt Fig. 180. Ist der Bär durch den Hebel gehoben, so kantet der Haken, wie bei *b* dargestellt; der Haken lässt die Rolle los und der Bär fällt zwischen Führungen auf den Pfahl herab; die Fallhöhe beträgt etwa 1,6^m. Jenes Hebelende, woran der Bär hängt, ist schwerer als das andere, so dass es sich stets selbstthätig senken muss, wobei sich auch der Bär von selbst wieder einhakt. Die ganze Wippvorrichtung ruht auf dem Pfahlkopfe; dieselbe hängt aber auch an einem Seil oder Kette, die über eine Rolle am Kopfe der Ramme und sodann nach einer auf den Schwellen stehenden Winde geführt ist, so dass man die ganze Vorrichtung vermittelst der Winde bequem heben kann. Diese Wipprammen sollen mit halb so viel Schlägen wie bei der Zugramme einen Pfahl auf dieselbe Tiefe einrammen und soll die Kostenersparniss gegenüber der Zugramme ca. 34 % betragen.

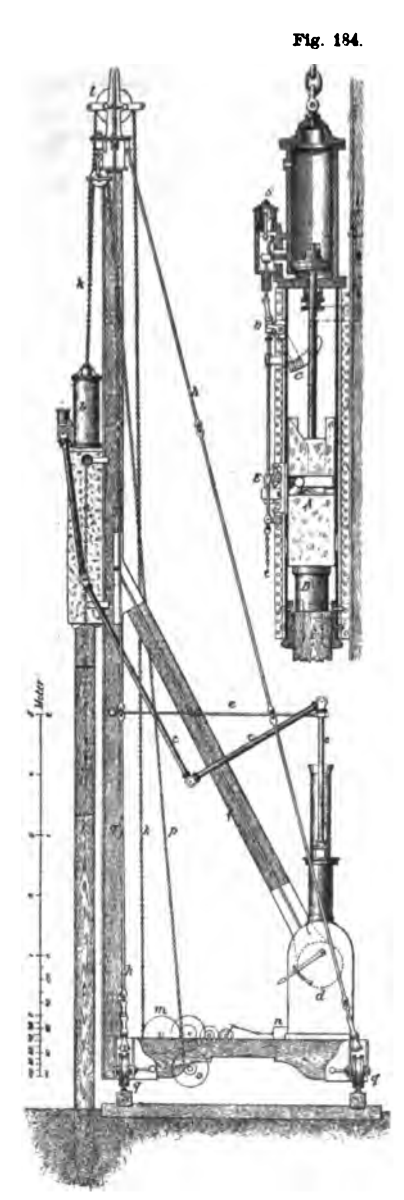


Fig. 184.

Fig. 183. Dampframme von Nasmyth.

Dampfkraft ist in sehr verschiedenartiger Weise zum Heben des Bären angewendet worden. Die eigentliche Dampframme wurde 1844 von Nasmyth erfunden, welcher dabei den Dampf durch charnierartig bewegliche Rohre vom Dampfkessel zum vertical über dem Pfahle aufgestellten Dampfcylinder leitete, an dessen Kolbenstange der Bär befestigt war. Man hat die Erfahrung gemacht, dass es für gewisse Bodenarten, wie Triebsand u. s. w., vortheilhaft ist, wenn die Schläge der Ramme sich schnell wiederholen, damit der Pfahl nicht zur Ruhe kommt und sich nicht wieder fester mit der umgebenden Erde verbinden kann. Bei Pfählen im Moorboden z. B. zeigte sich, dass die kurz nach dem Eintreiben sehr geringe Widerstandsfähigkeit derselben sich nach einigen Tagen sehr bedeutend vergrösserte. Aus diesem Grunde arbeitet die Nasmyth'sche Dampframme mit kleinen Hubhöhen aber mit sehr schnell auf einander folgenden Schlägen.

Ihre erste Anwendung fand diese Dampframme bei den Hafenbauten in Devonport im Jahre 1845, wo die 18 bis 21^m langen Pfähle in 2 bis 3 Minuten 10 bis 12^m tief eingerammt sein sollen. Obgleich diese Ramme grosse Verbreitung gefunden hat und noch jetzt häufig Anwendung findet, indem sie die Pfähle mit überraschender Geschwindigkeit, je nach der Beschaffenheit des Grundes, in einer Minute 1,5 bis 3^m tief einschlägt, so ist ihre Anwendung doch nicht so vortheilhaft, wie man hiernach meinen sollte, und zur Rammung von Spundwänden in reinem Sandboden hat sie sich sehr schlecht bewährt *(vergl. Deutsche Bauzeitung 1877, S. 479).* Einerseits erfordert nämlich das Verstellen der schweren

Ramme grossen Zeitaufwand und andererseits verursachen die starken Erschütterungen häufige Brüche einzelner Theile oder sonstige Beschädigung der Maschine, weshalb es empfehlenswerth ist, beim Gebrauch der Nasmyth'schen Ramme, die am meisten einer Gefahr ausgesetzten Theile doppelt anzufertigen, damit sie bei einer vorkommenden Beschädigung sogleich ausgewechselt werden können. Auch dann kommen meistens noch so viele Reparaturen vor, dass im günstigsten Falle immer noch $^1/_4$ der Zeit, während welcher die Maschine aufgestellt ist, mit Ausbesserung verloren geht.

In Fig. 183 und 184 ist eine beim Fundiren der Weichselbrücke bei Dirschau angewendete Nasmyth'sche Dampframme in der Seitenansicht und im Verticalschnitte des Rammgehäuses dargestellt. Auf der hintern Seite des 4,5^m langen und 4^m breiten Schwellwerks der Ramme, welches mittelst 4 Räder auf einer Eisenbahn verschiebbar ist, steht der Dampfkessel, während in der Mitte der vordern Seite die 14^m hohe, 33×35^{cm} starke Läuferruthe aufgestellt ist. In dem Rammgehäuse *a* befindet sich der Bär, *b* ist der Dampfcylinder, *c* die Dampfleitung, *d* der Dampfkessel, *e* eine Stange zur Befestigung des verticalen Theiles vom Dampfrohr, *f* eine Strebe zum Absteifen der Läuferruthe *g* gegen den Dampfkessel. Der Kopf der Ruthe *g* ist mittelst 4 Stangen *h* mit den Ecken des Schwellwerks der Ramme verbunden. Der einzurammende Pfahl ist mit *i* bezeichnet und *k* ist die Kette, woran die Rammvorrichtung hängt, dieselbe ist über die Rolle *l* im Triezkopf nach der Rammtrommel *m* geführt, die durch eine besondere kleine Dampfmaschine *n* getrieben wird. Zum Aufziehen der einzurammenden Pfähle dient die Trommel *o* und die Kette *p*, für letztere ist an einer Seite des Triezkopfes eine Rolle aufgehängt und die Umdrehung der Trommel *o* wird durch die Dampfmaschine *n* besorgt, welche auch den Dampfkessel mit dem nöthigen Speisewasser versieht und die Ramme vermittelst der Trieb- und Laufräder *q* auf der Eisenbahn verschiebt. Ausserdem ist noch eine Handwinde auf dem Schwellwerk aufgestellt und ein Tau über ihre Trommel und einer neben dem Triezkopf hängenden Rolle geführt, womit ein Arbeiter auf das Gerüst geschafft werden kann. Das Sicherheitsventil des Dampfkessels ist mit $5^{kg}/_{qcm}$ über dem Atmosphärendruck belastet.

Einen Verticalschnitt durch das Rammgehäuse und den Dampfcylinder zeigt Fig. 184, woraus ersichtlich, dass der Bär aus einem rechteckigen Gussstücke *A* und einem runden geschmiedeten Stücke *B* zusammengesetzt ist. Letzteres greift in ersteres mit einem 40^{cm} langen Zapfen von 15^{cm} Durchmesser ein und wird durch einen Querkeil darin festgehalten. Die 6,5^{cm} starke Kolbenstange hat einen 7^{cm} hohen Kopf von demselben Durchmesser wie der obige Zapfen und zwischen diesem Kopf und dem Zapfenende liegen 4 Scheiben aus weissbuchen Holz von zusammen 16^{cm} Höhe, ebenso sitzen auf der Kolbenstange zwischen dem Kopfe und dem Gussstücke 2 solche Holzringe als elastische Zwischenlage.

Um die Rammmaschine in Thätigkeit zu setzen, zieht man an der schwachen Kette *t*, die von der Steuerungsstange nach dem Fussboden des Rammgerüstes herabgeführt ist; hierdurch wird bei *E* eine Sperrklinke ausgelöst, so dass nun der vom Dampfkessel durch die 7^{cm} weite Rohrleitung nach dem Schieberkasten strömende Dampf den oberhalb des Schiebers befindlichen Cylinder *S* und dieser den mit ihm verbundenen Schieber heben kann. Jetzt ist der unter den Kolben führende Dampfcanal geöffnet und der Dampf hebt den Kolben, sowie den mit ihm verbundenen Rammbär; dieser erfasst, ehe er seinen Lauf beendet hat, mit seiner schrägen Fläche den Winkelhebel *C*, der bei *D* in die Schieberstange eingreift und den Dampfschieber in seinen tiefsten Stand zurückzieht, wobei der fernere Dampfzufluss aus dem Schieber-

kasten abgesperrt ist und der im Cylinder befindliche Dampf durch die geöffneten Canäle ins Freie entweicht. In dieser Lage wird der Dampfschieber durch eine bei *E* in die Steuerungsstange einfallende Klinke gegen den Dampfdruck gehalten, der ununterbrochen auf den oben geschlossenen Cylinder *S* wirkt.

Unterdess erreicht der Bär seinen höchsten Stand. Die Luft, welche vor dem Aufgange in dem 34,5^{cm} weiten Cylinder über dem Kolben sich befand, ist theils durch die 4^{cm} weiten 5 Oeffnungen *b* entwichen, theils in dem Raume oberhalb dieser Oeffnungen stark zusammengepresst worden, wodurch der Kolben nicht nur zum Stillstande gebracht, sondern auch mit verstärkter Wirkung der Schwere schneller abwärts gestossen wird, als er frei fallen würde. In dem Augenblicke, wo der Bär den Pfahlkopf trifft, überwindet der bei *A* seitlich in einer 4^{cm} tiefen Nute liegende schwere Hebel den Druck der Feder mittelst seines Bewegungsmomentes, der lange Arm dieses Winkelshebels sinkt nieder, wodurch der kurze Arm über die äussere Fläche des Rammbärs hinaustritt und mittelst eines Bügels bei *E* die Sperrklinke löst, worauf der Dampf sofort den Dampfschieber in seine oberste Stellung hebt, so dass nun der Dampf wieder in den Cylinder strömt, um den Bär von Neuem zu heben. Bei dieser Einrichtung hat die Maschine also keine bestimmte Hubhöhe, was sehr wichtig ist, weil das mehr oder weniger tiefe Eintreten des Pfahlköpfes in das Rammgehäuse, wegen des mit dem Rammen stattfindenden Zusammenpressens der Holzfasern, sich nicht vermeiden lässt. Die grösste Hubhöhe der Maschine ist = 89^{cm}, dabei wird der Dampfzufluss aber schon nach einer Hubhöhe von 63^{cm} abgesperrt und tritt das Entweichen des Dampfes bei 65,5^{cm} Hub ein.

Das Gewicht des Bärs, der Kolbenstange und des Kolbens beträgt 1400^{kg}, das des Dampfcylinders und des Rammgehäuses zusammen etwa 2000^{kg}; die 31,5^{cm} im Quadrat starken Pfähle aus Kiefernholz wurden in den sandigen mit etwas Lehm gebundenen trocknen Boden 5 bis 6,2^{m} tief eingeschlagen und drangen dieselben bei den ersten Schlägen 30 bis 47^{cm} tief ein, dann aber beträchtlich weniger. Zwei der Pfähle waren mit eisernen Schuhen versehen, gaben jedoch weder ein rascheres noch tieferes Eindringen zu erkennen. Die Ramme machte 60 bis 70 Schläge in der Minute und beendete das Einrammen eines Pfahles durchschnittlich in 10 Minuten mit etwa 600 Schlägen, dabei wurde auf das Vorrücken der Ramme nach der Stelle des folgenden Pfahls, auf das Einrichten und Einsetzen desselben $^1/_4$ bis $1^1/_4$ Stunden verwendet. Die kreisförmige Bahn des Rammbärs hatte etwa 5^{cm} tiefe Eindrücke in der Kopffläche der Pfähle zurückgelassen.

Es ist noch zu erwähnen, dass während der Bär gehoben wird, nicht nur das Gehäuse und der Cylinder den Pfahl belasten, sondern auch der Dampf auf den Boden des Cylinders drückt, also gleichfalls wirksam ist, und das Gewicht des Bärs und Kolbens auf den Pfahl überträgt, dessen Belastung während des Hubes also sehr gross ist, wodurch ein Heben des Pfahles nach dem Schlage verhindert wird. In Fig. 185 ist noch ein Horizontalschnitt durch das Rammgehäuse und die Läuferruthe dargestellt, woraus man ersieht, dass das Rammgehäuse durch 4 hakenförmige Arme an 2 Flacheisen geführt wird, die an der Läuferruthe mittelst Schraubenbolzen befestigt sind. Nach diesem Durchschnitte und nach dem Verticalschnitte Fig. 184 befinden sich unten im Rammgehäuse 2 durch Schraubenbolzen befestigte gusseiserne Backen, welche den Pfahlkopf *i* während des Rammens umfassen, damit der letztere sicher geführt werde.

Zur Vergleichung der Leistung der Dampframme mit der einer gewöhnlichen Kunstramme wurde bei der Dirschauer Brückenfundirung auf 2 mit der Dampframme

5^m tief geschlagenen Pfählen aus Kiefernholz der 875^{kg} schwere Bär einer grossen Kunstramme angewendet, nachdem die Pfähle vorher gerade abgeschnitten und mit eisernen Kopfringen versehen waren. Die Fallhöhe des Bären wurde allmählig vergrössert und es zeigte sich erst bei $3{,}2^m$ Fallhöhe ein kaum merkliches tieferes Eindringen des Pfahles, während das grösste Eindringen bei einem Schlage von 8^m Fallhöhe 4^{cm} betrug.

Zum Bau der Rheinbrücke bei Duisburg und der Ruhrbrücke bei Düssern wurden 2 Rammen nach dem System Nasmyth verwendet, deren Bär 1100^{kg}, deren Rammgehäuse 750^{kg} wog; die Fallhöhe betrug $1{,}08^m$ und die Maschine arbeitete mit 20 Pferdekräften bei 5 Atm. Ueberdruck. In 1 Minute machte die Ramme 75 Schläge, wenn die Rammarbeit ohne Störung verlief. An Miethe für eine Ramme wurden täglich 10 *M* in Rechnung gestellt.

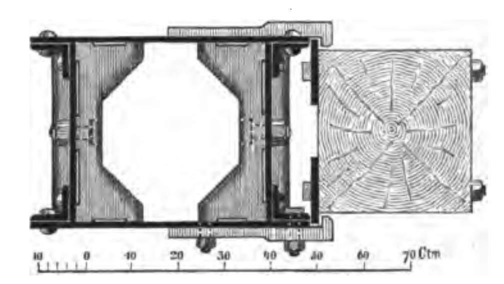


Fig. 185. Horizontalschnitt durch Rammgehäuse und Läuferruthe.

Die Anschaffungskosten einer solchen Dampframme belaufen sich auf etwa 25000 *M* und nach den langjährigen Erfahrungen, die in Wilhelmshafen gemacht sind, kann der Satz von 12 % für Abnutzung und Amortisation als ein angemessener angesehen werden.

Riggenbach verbesserte im Jahre 1864 die Nasmyth'sche Dampframme dahin, dass er den Dampfkolben feststehend anordnete und den Cylinder mit dem Bär verband, wie dies bei dem Condie'schen Dampfhammer der Fall ist. Diese Anordnung hat auch Prof. Lewicki in Dresden bei seiner Dampframme *(Civil-Ingenieur 1875, S. 21)* beibehalten, deren wesentliche Verbesserung in der Anwendung einer sog. Vorsteuerung besteht, die von Reichenbach schon bei den Wassersäulmaschinen angebracht war. Ein schwacher Punkt der Nasmyth'schen Ramme ist nämlich der Umsteuerungsmechanismus, dessen Bewegung mit grosser Heftigkeit erfolgt, der daher leicht beschädigt werden kann. Bei der Lewicki'schen Ramme erfolgt nun die Steuerung des Dampfcylinders durch Bewegung eines Steuerkolbens, der mit dem ihn umgebenden Gehäuse gewissermassen selbst wieder eine kleine Dampfmaschine bildet, welche durch einen sehr kleinen, leicht zu bewegenden Vorsteuerungsschieber gesteuert wird. Die Bewegung des letzteren erfolgt bei jedem Hubwechsel selbstthätig durch den Bär, erfordert nur wenig Kraft und nimmt somit die Festigkeit der Mechanismen nur wenig in Anspruch, so dass selten Reparaturen nöthig werden. Die Maschine arbeitet bei 60 Schlägen in der Minute sehr befriedigend; der Bär wiegt 1316^{kg}, hat $61{,}4^{cm}$ Hub und die Pfähle von $0{,}1^{qm}$ Querschnitt wurden $6{,}4^m$ tief eingerammt. Eine Ramme schlug in 12 Stunden durchschnittlich 50 Pfähle ein, wobei 6 Mann zur Bedienung erforderlich waren. Eine Zugramme schlug in demselben Boden bei 27 Mann Bedienung nur täglich $5\frac{1}{2}$ Pfähle, eine Kunstramme mit 4 Mann Bedienung nur $1\frac{3}{4}$ Pfähle ein. Die Dampframme mit Ausrüstung kostete 8400 *M*; das Einschlagen eines Pfahles damit kostete 0,68 *M*, mit der Zugramme 9,4 *M*, mit der Kunstramme 4,54 *M*. Schon bei 600 einzurammenden Pfählen soll diese Dampframme, trotz der hohen Anschaffungskosten, mit der einfachen Kunstramme concurriren können, wobei aber wohl vorausgesetzt ist, dass die Pfähle möglichst günstig in langen Reihen stehen.

Bei den von J. Chrétien in Paris gebauten direct wirkenden Dampframmen *(Annales indust. 1872, S. 766 und Portefeuille économique des machines 1875, S. 142)*

steht der verticale Dampfcylinder von 24^{cm} Durchmesser und 2,8^{m} Länge auf dem Schwellwerk der Ramme. Die aus dem Cylinder nach oben austretende Kolbenstange ist mit einer Rolle versehen und eine zweite Rolle befindet sich an dem obern Ende eines hölzernen Gerüstes, welches auf dem Cylinder steht; zwischen diesem bewegt sich die Kolbenstange. Um diese beiden Rollen ist nun die Kette geschlungen, die den Rammbär hebt, und zwar ist das von der oberen Rolle herabhängende Kettenende um die Trommel einer Winde gelegt, die auf dem Schwellwerk steht und zur Regulirung der Kettenlänge dient. Das Kettenende von der unteren Rolle ist über die Rammscheibe geführt und nimmt den Bär auf. Vermittelst eines Schiebers strömt der Dampf oberhalb des Kolbens ein und treibt den letzteren nach unten, wodurch die Kette den Bär um den doppelten Weg des Kolbens so hoch hebt, bis der Maschinist die Dampfzuströmung mittelst eines Schieberhebels abschneidet. Zunächst geht der Bär nun mit dem Fangmechanismus zusammen herunter, doch erfolgt sogleich die Auslösung und der Bär fällt rasch auf den Pfahlkopf, während der Fangmechanismus langsam nachfolgt, um den Bär wieder zu fassen. Die Höhe der Laufruthen beträgt 9^{m}, die grösste Fallhöhe aber nur 5^{m} und das Bärgewicht 950^{kg}. Der Kessel hat 6^{qm} Heizfläche und die normale Dampfspannung ist 6$^{kg}/_{qcm}$. Die Ramme macht in 1 Minute 12 bis 20 Schläge; ihr Gesammtgewicht beträgt etwa 10000^{kg} und sie kostet in Paris ca. 8000 Fr. In Folge der drehbaren Befestigung der Laufruthen und des Dampfcylinders kann diese Ramme auch zum Einschlagen von Pfählen benutzt werden, welche bis 1 : 10 geneigt sind.

Seit 1857 kamen auch Kunstrammen mit indirect wirkender Dampfkraft zur Anwendung, bei denen der Bär durch eine continuirlich bewegte endlose Kette erfasst und gehoben wird, um am Ende des Hubes abzufallen. Solche Rammen wurden von R. Scott und 1862 auch von Sissons & White in Hull ausgeführt *(Zeitschr. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1866, S. 418)*, welche beim Umbau der Westminsterbrücke und auch in Bremen sehr gute Resultate ergeben haben sollen. Wesentlich verbessert wurden diese Rammen von P. Eassie in Gloucester, der die Zugrichtung der Kette durch den Schwerpunkt des Bären gehen liess, ferner Gummibuffer anbrachte, um den Stoss beim Erfassen des schweren Bärs zu mildern, und eine Vorrichtung anordnete, dass der Bär beim Zurückprallen nach dem Schlage nicht zu früh von der Kette wieder gefasst wurde.

In neuerer Zeit hat Ingenieur Reden eine Dampframme nach dem System Sisson-White mit einigen Verbesserungen ausgeführt *(der prakt. Maschinen-Constructeur 1873, S. 115)*, die einen 900^{kg} schweren Bär hat. Auf dem aus Eisenträgern zusammengesetzten Schwellwerk stehen die beiden Ruthen in gusseisernen Schuhen, oben sind dieselben durch ein Kopfstück verbunden und durch seitliche Streben abgesteift. An der Vorderseite sitzen an den Ruthen 2 eichene Bohlen von 5,2^{cm} Stärke, welche der Bär mittelst angegossener Lappen umfasst und daran gleitet. Im Bär sitzt an einer Stange mit Bufferringen der Haken, der in die Gliederkette direct eingreift. Diese Kette ist ohne Ende und wird oben über eine Leitrolle geführt, geht dann durch die sog. Katze, hängt ganz lose herunter und wird sodann noch mittelst zweier Leitrollen zur Kettentrommel geführt, welche durch die Maschine bewegt wird. In die bewegte Kette hakt sich der Bär ein und wird empor gehoben, bis der Haken den Ausrücker trifft. Der Bär fällt nun herunter und die Katze folgt ihm, so dass das Spiel von Neuem beginnt. Der Motor ist eine Dampfmaschine von 17^{cm} Cylinderdurchmesser mit 26^{cm} Hub, welche in der Minute 160 Umdrehungen macht. Die Ramme ist zum

Durchschlagen eingerichtet, d. h. man kann die Pfähle bis unter das Schwellwerk ohne Aufsetzer einschlagen.

In Fig. 186 bis 188 sind 3 Dampframmen dargestellt, wie sie von der Maschinenfabrik Menck & Hambrock in Ottensen, Altona-Hamburg, ausgeführt werden. Fig. 186 ist eine Dampframme mit rücklaufender Kette. Das Gerüst steht auf Walzen, worauf es fortgewalzt werden kann; das Gerüst lässt sich nach jeder Richtung hin fortbewegen und auch drehen, so dass es sich besonders gut für enge Baugruben eignet. Das Gerüst wird ganz in Eisen hergestellt; nur die Laufbretter und die Leiter sind von Holz, und die Läuferruthe ist aus Eisen und Holz zusammengesetzt. Auf Wunsch



Fig. 186. Dampframme mit rücklaufender Kette.



Fig. 187. Dampframme mit endloser Kette.

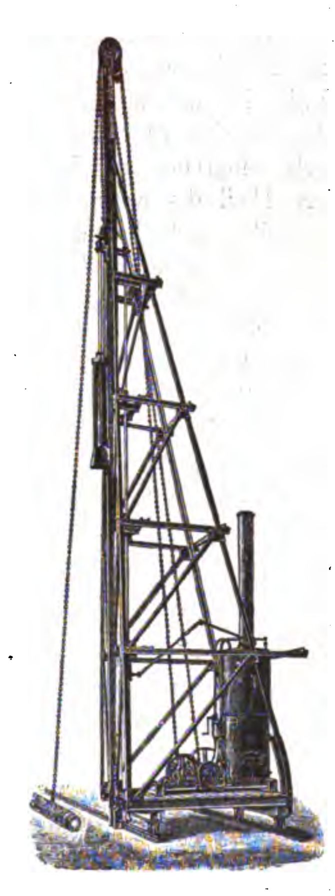


Fig. 188. Dampframme mit direct wirkendem Bär.

kann das Gerüst so angefertigt werden, dass dasselbe in Stücke von nicht über 9^{m} Länge zerlegbar ist. Fig. 186 zeigt dasselbe mit einer starken einfachen Läuferruthe, die aus 2 eisernen Flachschienen mit einem kiefernen Balken in solcher Weise verbolzt sind, dass dadurch eine Führung für den Bär entsteht. Die beiden Flachschienen sind durch ausgehobelte schmiedeeiserne Querstücke derartig verbunden, dass sie ihre gegenseitige Lage nicht verändern können, wodurch die Wirkung der seitlichen Prellschläge des Rammbärs auf den Holzbalken aufgehoben wird.

Fig. 187 zeigt eine Dampframme mit endloser Kette, die auch von der genannten Firma geliefert wird. Das Gerüst steht auf gusseisernen Laufrollen und

die Axen der Laufräder sind horizontal drehbar, so dass das Gerüst durch Drehen der Laufräderaxen und Verlegen der Schienen nach jeder Richtung hin gefahren werden kann. Durch Unterbringung einer Kreisschiene lässt sich das Gerüst auf dem Flecke drehen. Auf dem Fussrahmen ruht das Gerüst in Charnieren und kann von der lothrechten Stellung in geneigte Stellungen gebracht werden, so dass die Läuferruthen bis 1 : 5 nach hinten und 1 : 10 nach vorne schräg gestellt werden können. Die Läuferruthen liegen vor dem Fussrahmen, so dass der Bär beim Fussrahmen vorbeifahren und die Pfähle tiefer einschlagen kann. Bei den nach Fig. 187 von Menck & Hambrock gelieferten Dampframmen mit endloser Kette wird der Rücklauf der Kette vermieden und dadurch mit derselben Maschinenkraft eine grössere Leistung erzielt. Die aus flachen Gliedern nach Art der Gall'schen Ketten hergestellte endlose Kette liegt um 2 Leitrollen, wovon die eine oben, die andere unten an den Läuferruthen befestigt ist, und umspannt dann noch eine dritte Rolle, welche auf der Hauptwelle des Windewerkes sitzt und mit stählernen Zähnen versehen ist, welche in die Lücken der Kette eingreifen und bei dem Umgange des Windewerkes die endlose Kette mitnehmen. Der Theil der Kette, welcher zwischen den beiden an den Läuferruthen befestigten Leitrollen sich befindet, erhält durch das Windewerk eine aufsteigende Bewegung. Dieser Theil der Kette geht durch eine seitliche Tasche des Bärs, und indem ein im Bär befindlicher verschiebbarer Daumen in eine Kettenlücke hineingeschoben wird, ist die Verbindung zwischen Bär und Kette hergestellt und der Bär gezwungen, der aufsteigenden Bewegung der Kette zu folgen. In gewisser Höhe wird der Daumen aus der Kette gezogen, worauf der Bär auf den Pfahl nieder fällt.

Das Hineinschieben des Daumens in die Kette geschieht von Hand vermittelst einer Leine; das Herausziehen geschieht selbstthätig durch Abdruckgriffe, welche in die eine Läuferruthe eingesteckt werden und von Zeit zu Zeit, entsprechend dem Einsinken des Pfahles, nachgesteckt werden. Für das Aufwinden des Pfahles ist eine besondere Windetrommel mit einer daran befestigten rundgliedrigen Kette vorhanden. Das Windewerk ist mit Bandbremse und Fusshebel versehen und mit der Dampfmaschine durch eine Reibungskuppelung, welche ein Ein- und Ausrücken der Winde beim Laufen der Dampfmaschine gestattet, verbunden, wodurch ein rasches Arbeiten mit der Winde ermöglicht ist.

Die Rammen mit endloser Kette haben den Vortheil, dass ihre Maschinenleistung bei kleinen und grossen Fallhöhen gleich gut ist, wodurch sie sowohl bei weichem als bei hartem Boden in der Lage sind, mit gleichbleibender Leistung leichte und schwere Schläge zu geben. Die vorzügliche Leistung dieser Rammen gewährt in Fällen, wo man Rammen von mässigem Gewicht und Maschinenstärke haben will, die für alle vorkommenden Bodenarten brauchbar sind, bedeutende Vortheile.

In Fig. 188 ist die doppelte Läuferruthe für je eine Ruthe aus einem ⊔-Eisen und einem kiefernen Balken zusammengesetzt. Der Bär wird hier nicht durch Windewerk und Kette gehoben, sondern es hebt der Dampf direct den Bär, und durch Abstellen des Dampfes wird der Bär zum Fallen gebracht; derselbe ist nämlich als Dampfcylinder construirt, mit hohler nach oben durchgehender Kolbenstange, durch welche der Dampf in den Bär gelangt. Die Kolbenstange hängt vermittelst Consols an einer Schiene, welche selbst wiederum durch eine Nase ihren Stützpunkt auf dem Kopfe des Pfahles hat. Somit ruht die ganze Maschine auf dem Pfahlkopfe und sinkt mit dem Pfahl nach unten in gleichem Masse, wie der Pfahl in den Boden eindringt.

Oben auf der hohlen Kolbenstange des Rammbärs befindet sich ein Dreiwegehahn für den Dampf-Ein- und Austritt. Der Hebel dieses Hahnes ist in einem endlosen

Seile, welches über 2 Rollen geht, eingeschaltet und die Rollen sind am untersten und obersten Ende der einen Läuferruthe befestigt. Vermittelst dieses Seiles wird der Hahn vom Fussrahmen der Ramme aus durch einen Arbeiter bewegt und dadurch der Bär zum Arbeiten gebracht. Die Dampfzuführung vom Kessel nach dem Bär geschieht durch ein hinter der Läuferruthe stehendes Teleskoprohr. Diese Dampframmen, nach Patent Menck & Hambrock, mit direct wirkendem Bär zeichnen sich gegen die Constructionen von Nasmyth, Riggenbach u. s. w. durch grosse Einfachheit des Bärgestelles, der Steuerung und der Dampfzuführung aus, wodurch sie dauerhafter und betriebsfähiger sind als jene. Ferner haben sie den Vortheil, dass derselbe Rammbär für dicke und dünne Pfähle, sowie für Spundbohlen verwendet werden kann, weil die Schlagfläche des Pfahles keine bestimmte Form zu haben braucht.

Von dem Dampfkessel wird gleichzeitig eine Dampfmaschine gespeist, welche das Aufwinden des Bärs und Pfahles besorgt. Für den Bär sowohl, wie für den Pfahl ist je eine Windetrommel mit Kette vorhanden, welche unabhängig von einander benutzt werden können. Der Bär bleibt stets mit seiner Kette verbunden, und der Pfahl kann bereits während des Rammens oder während des Aufwindens des Bärs an die zweite Kette befestigt werden, so dass die Arbeit des Pfahlsetzens in der kürzesten Zeit geschieht.

Die Rammen mit direct wirkendem Bär geben die besten Leistungen von allen Ramm-Systemen, aber jede solche Ramme hat, wegen der beschränkten Fallhöhe des Bärs, nur eine begrenzte Schlagkraft. Da nun zu leichte Schläge einen Pfahl nicht gehörig in den Boden eintreiben können, so kann es vorkommen, dass eine Ramme mit direct wirkendem Bär, deren Bär zu leicht ist, viel weniger Pfähle einschlägt, als eine andere mit rücklaufender Kette arbeitende Ramme gleicher Maschinenkraft. Für Rammen mit direct wirkendem Bär ist es deshalb geboten, sich vorher zu überzeugen, dass der Bär für die vorhandene Arbeit schwer genug ist und lieber einen schwereren Bär zu wählen, weil ein grösseres Bärgewicht niemals schadet. Die Zahl der Schläge in der Minute schwankt zwischen 40 und 30.

Menck & Hambrock bauen auch Dampframmen nach System Lacour; dieser direct wirkende Rammbär ist ebenso wie der vorhergehend beschriebene als Dampfcylinder construirt und arbeitet in derselben Weise, nur geht bei ihm die Kolbenstange nicht nach oben aus dem Bär heraus, sondern nach unten, wo sie mit ihrem unteren Ende auf den Pfahlkopf stösst und dadurch den Stützpunkt für den Bär abgiebt. Oben auf dem Bär sitzt der Dreiwegehahn für den Dampf-Ein- und Austritt, welcher durch einen Gummischlauch mit dem Dampfkessel verbunden ist. Der Gummischlauch muss die Schläge des Bärs mitmachen und hat dadurch, sowie durch die Einwirkung des heissen Dampfes auf das Gummi, starken Verschleiss und muss von Zeit zu Zeit erneuert werden. Ferner hat der Lacour'sche Bär den Übelstand, dass an der nach unten aus dem Bär heraustretenden Kolbenstange das heisse Condensationswasser aus dem Bär auf den Pfahlkopf läuft und diesen aufweicht, wodurch sich ein weiches Polster auf dem Pfahlkopf bildet, welches die Schlagwirkung des Bärs erheblich vermindert, so dass es oft abgeschnitten werden muss. Dagegen hat der Lacour'sche Bär den Vorzug der grössten Einfachheit, und deshalb wird er bei leichtem Boden, in welchem die Pfähle rasch eingetrieben werden können, vorgezogen. Zahl der Schläge zwischen 40 und 30 in der Minute.

Die 3 nachstehenden Tabellen geben die Preislisten der von Menck & Hambrock gelieferten Dampframmen.

a. Preisliste über complete Dampframmen mit rücklaufender Kette.

Modell No.	Pferdekraft der Dampfwinde u. des Dampfkessels	Gewicht des Bärs in Kilo	Zahl der Schläge pro Min. bei 4m Fallhöhe	Höhe in Metern bis Unterkante des hochgezogenen Bärs	Gewicht der ganzen Ramme in Kilo	Preis der completen Ramme ab Fabrik mit Gerüst No. 1 ℳ	mit Gerüst No. 2 ℳ	mit Gerüst No. 3 ℳ
2	2	600	2,5	8	4300	3100	3250	3400
3	3	800	3	10	5800	3850	4050	4250
4	4	1000	3	11	7500	4650	4900	5150
5	5	1200	3	12	9000	5500	5800	6100
6	6	1400	3	13	10500	6600	6900	7200

b. Preisliste über complete Dampframmen mit endloser Kette.

Modell No.	Pferdekraft der Dampfwinde u. des Dampfkessels	Gewicht des Bärs in Kilo	Zahl der Schläge pro Min. bei 1,5 m Fallhöhe	Höhe in Metern bis Unterkante des hochgezogenen Bärs	Gewicht der ganzen Ramme in Kilo	Preis der completen Ramme ab Fabrik mit Gerüst No. 1 ℳ	mit Gerüst No. 2 ℳ	mit Gerüst No. 3 ℳ	mit Gerüst No. 3a ℳ
3	3	800	11	10	6800	4700	4900	5100	5400
4	4	1000	11	11	8500	5600	5850	6100	6500
5	5	1200	12	12	10000	6600	6900	7200	7700
6	6	1400	12	13	11500	7850	8150	8450	9000
8	8	1800	12	14	14000	9600	10000	10400	11100

c. Preisliste über complete Dampframmen mit direct wirkendem Rammbär. Patent Menck & Hambrock.

Modell No.	Pferdekräfte des Dampfkessels	Pferdekraft der Dampfwinde	Gewicht des Bärs in Kilo	Hubhöhe des Bärs in mm	Höhe bis Unterkante des hochgezogenen Bärs in Metern	Gewicht der ganzen Ramme in Kilo	Preis der completen Ramme ab Fabrik mit Gerüst No. 1 ℳ	mit Gerüst No. 2 ℳ	mit Gerüst No. 3 ℳ	mit Gerüst No. 3a ℳ
3	3	2	550	900	7	5500	4600	4800	5000	5200
4	4	3	700	1100	8	7000	5700	5900	6100	6300
6	6	4	850	1400	9	9000	7100	7400	7700	8000
8	8	4	1000	1700	10	11000	8200	8600	9000	9400
10	10	5	1200	1800	11	13000	9850	10300	10750	11200
12	12	6	1400	1850	12	15000	11600	12100	12600	13100
16	16	8	1600	2200	13	19000	14200	14800	15400	16000
20	20	8	1800	2450	14	23000	16300	17000	17700	18400
25	25	10	2000	2750	15	28000	19200	20000	20800	21600

Dieselben Dampframmen nach System Lacour stellen sich etwas billiger.

Das Gerüst Fig. 189 kann für Dampframmen System Lacour angewendet werden; es hat keinen Fussrahmen und besteht aus einem hölzernen Dreibock, welcher als oberer Stützpunkt für die beiden runden hölzernen Läuferruthen dient. Die Beine des Dreibockes sind oben charnierartig verbunden, so dass jedes Bein einzeln auf dem Erdboden verschoben werden kann; ebenso die beiden unten durch einen Bügel ver-

bundenen Läuferruthen. Das ganze Gerüst lässt sich leicht nach jeder beliebigen Richtung hin verschieben. Ebenso leicht kann die neben dem Gerüst stehende Dampfwinde den Bewegungen des Dreibocks folgen, da ihre Laufräder an horizontal drehbaren Axen sitzen. Für den Vortheil der leichten Beweglichkeit hat das Gerüst den Nachtheil, dass es nicht sehr fest steht und es daher gut durch Kopftaue gehalten werden muss. Das Arbeiten mit diesem Gerüste erfordert gewandte und im Klettern geübte Leute.

Das in Fig. 190 dargestellte Gerüst wird von Menck & Hambrock auch für Dampframmen mit direct wirkendem Rammbär, System Lacour, und für Dampframmen mit rücklaufender Kette angefertigt. Hier hängen die Läuferruthen an einem fahrbaren Krahn, welcher zugleich die Dampfwinde trägt. Die Ausladung des Krahnes

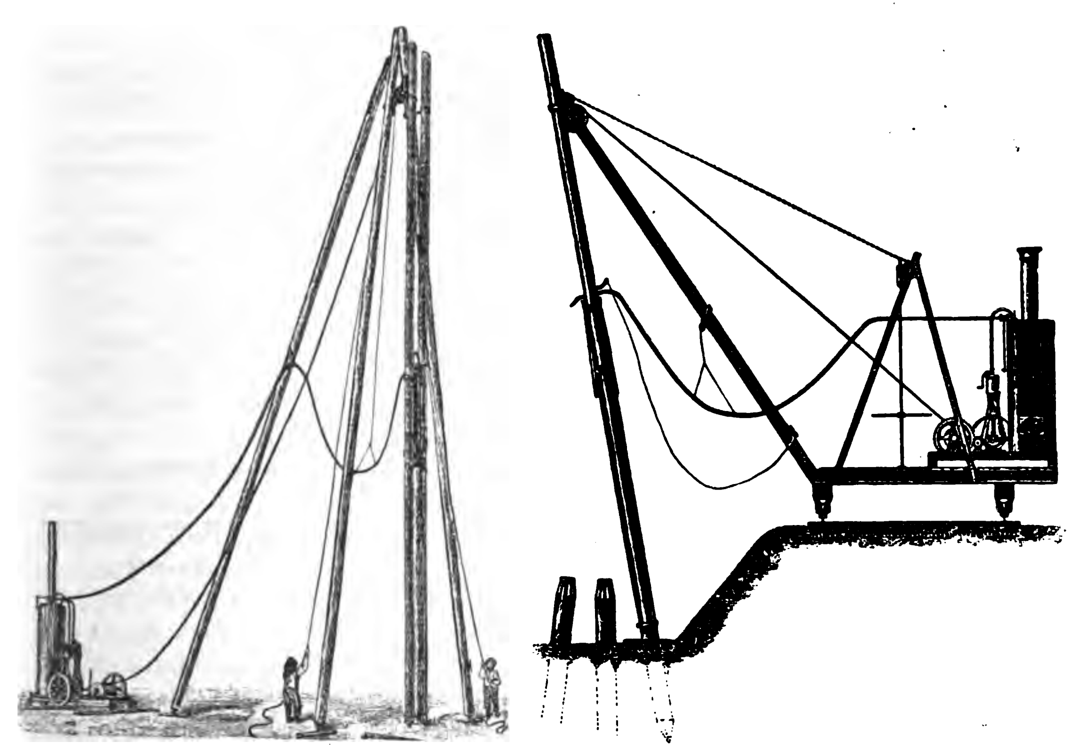


Fig. 189. Lacour's Dampframme. Fig. 190. Gerüst für Dampframmen.

kann verändert werden und die Läuferruthen können sowohl senkrecht als auch nach jeder Richtung hin schräge gestellt werden. Ein solches Gerüst lässt sich mit Vortheil verwenden, wenn die Ramme der Bodenverhältnisse wegen nicht neben oder über den einzuschlagenden Pfählen gestellt werden kann; auch lassen sich damit vortheilhaft Pfahlpyramiden schlagen und ähnliche Arbeiten vornehmen.

Für Fundirung langer Mauern ist es oft zweckmässig, die Ramme auf einen Unterwagen zu stellen. Dieser läuft auf einem Geleis, welches in der Richtung der Mauer liegt, und die Ramme selbst läuft auf einem Unterwagen quer zur Mauer. Hierdurch bestreicht die Läuferruthe die ganze Fläche der Mauer und die Versetzung der Ramme von Pfahl zu Pfahl geschieht auf die denkbar bequemste Weise. Die Unterwagen werden nach Fig. 191 oder 192 ganz von Eisen hergestellt und sind mit Antriebmechanismus für die Laufräder versehen, welcher vermittelst Kurbel von Hand

in Bewegung gesetzt wird und ein bequemes Hin- und Herfahren des Unterwagens ermöglicht.

Menck & Hambrock geben den auf Unterwagen stehenden Rammen ihr Gerüst No. 2 und wenn erforderlich verlängern sie die Läuferruthen nach unten, wie in Fig. 190 dargestellt ist. Bei mässig breiten Fundirungen reicht ein Unterwagen für 2 Schienen nach Fig. 191 aus; ein solcher wiegt bei 7^{m} Wagenlänge 3000 bis 4000 Kilo und kostet 1250 bis 1650 ℳ.

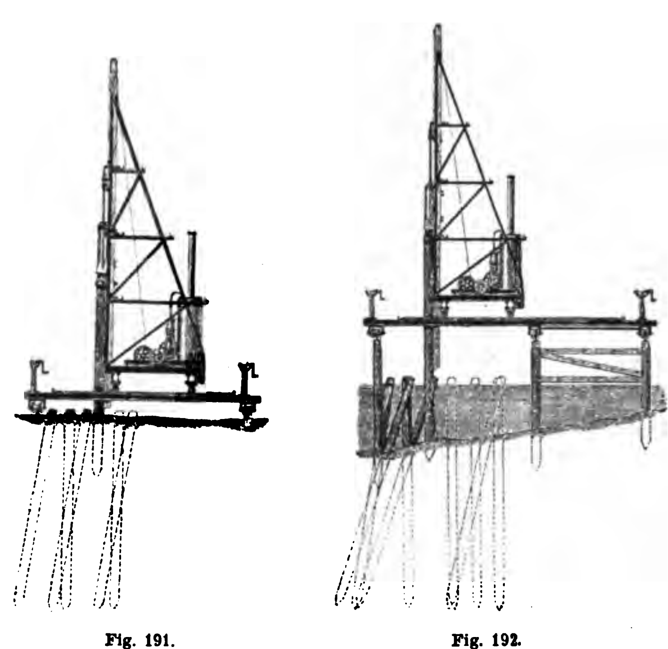


Fig. 191. Fig. 192.
Rammen mit Unterwagen.

Bei breiteren Fundirungen ist der Unterwagen nach Fig. 192 vorzuziehen; derselbe läuft auf 3 Schienen, ist 10,5^{m} lang, wiegt 3600 bis 5000 Kilo und kostet 1500 bis 2000 ℳ.

Oft werden auch von Fahrzeugen, besonders von breiten platten Prahmen aus, Rammarbeiten ausgeführt, wie es Fig. 193 zeigt. Gewöhnlich geschieht dies, wenn man im Wasser eine Rüstung oder einen Fangedamm erbauen will, von wo aus dann später die eigentliche Rammarbeit vorgenommen wird. Beim Gebrauche der auf Fahrzeugen gestellten Rammen tritt leicht ein starkes Schwanken ein, indem der Bär, der immer über dem Fahrzeuge hinaus hängen muss, beim Herabfallen das Fahrzeug gar nicht belastet, wohl aber, wenn er gehoben wird, einen starken Druck auf dasselbe ausübt. Am stärksten tritt dieses Schwanken bei den Zugrammen ein, wo man oft jede Hitze auf wenige Schläge beschränken muss; bei den Kunstrammen ist das Schwanken unbedeutender und weniger störend, während bei der Nasmyth'schen Dampframme ein Schwanken des Prahms gar nicht vorkommt, weil die Schläge überaus schnell auf einander folgen, so dass der Prahm bei den Änderungen der Belastung nicht schnell genug sich senken und wieder heben kann. Meistens verhindert man ein Schwanken des Prahms dadurch, dass man ihn gegen bereits feststehende Pfähle stützt. Starke Grundpfähle wird man nur selten von Prahmen aus einschlagen, weil die Arbeit zu unsicher ist und manche Schwierigkeiten dabei eintreten.

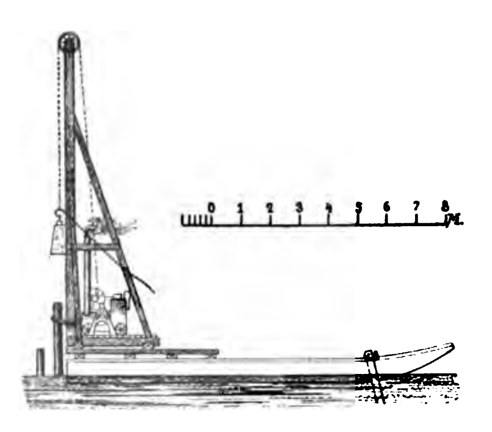


Fig. 193. Dampframme von Schramm.

Die sehr verschiedenartige Construction der Dampframmen ergiebt auch ein sehr verschiedenes Güteverhältniss derselben; so wurden beim Fundiren der Strompfeiler der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn *(Zeitschr. für Bauwesen 1876, S. 35 u. 197; auch 1858, und 1861, S. 114)* 5 Dampframmen beschafft und zwar 2 Frictionsdampframmen aus der Fabrik von L. Schwartzkopff in Berlin *(dargestellt in der Zeitschr. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1866, S. 507)* 2 Kettenrammen aus der Fabrik von Menck & Hambrock in Ottensen bei Hamburg, und eine Dampframme von C. Kessler & Sohn in Greifswald. Innerhalb einer Stunde verbrauchten die Frictionsrammen 19^{kg} Kohlen und 0,14^{kg} Schmieröl, die Kettenrammen 16,5^{kg} Kohlen und 0,105^{kg} Schmieröl, die Kessler'sche Ramme 32^{kg} Kohlen und 0,7^{kg} Schmieröl. Der Verschleiss an Tauwerk erwies sich sowohl bei der Kessler'schen wie bei den Schwartzkopff'schen Rammen sehr bedeutend und verdienten schon deshalb die Kettenrammen den Vorzug. Die letzteren waren, abgesehen von ihren erheblich geringeren Beschaffungs- und Unterhaltungskosten, wegen des nur 3,5^{m} im Quadrat grossen Raumes, welchen sie einnehmen, namentlich für Arbeiten in engen Baugruben sehr bequem, und stehen auch in der Schlagwirkung den Frictionsrammen nur wenig nach.

Zum Einschlagen der Pfähle beim Fundiren der Elbbrücke bei Pirna *(Zeitschr. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1878, S. 27)* wurden 3 Dampframmen von Schramm in Hamburg angewendet, die auf der Baustelle pro Stück 4100 ℳ kosteten. Die Seitenansicht dieser Ramme zeigt Fig. 193. Sie soll nur einen Raum von etwa 5^{qm} einnehmen und hat eine kleine mit 4$^{1}/_{2}$ Atm. Dampfspannung arbeitende Locomobile von 2 Pferdekraft, mit starkem Vorgelege für die Kettenwinde, und macht die Maschine 250 Min.-Umdrehungen. Die Geschwindigkeit des Rammens beträgt je nach der Hubhöhe des 750^{kg} schweren Bärs 4 bis 5 Schläge in der Minute. Zur Bedienung der Ramme ist 1 Maschinenwärter, 1 Ausrücker, 1 Abreisser und 1 Zimmermann erforderlich. Bei etwa vorkommender Reperatur an der Dampfmaschine kann die Winde auch durch Arbeiter betrieben werden. Eine Vergleichung der Leistungen ergab, dass die Zugrammen mit 750^{kg} schweren Bär, welche mit 45 Mann nebst 1 Schwanzmeister und 1 Zimmermann belegt waren, durchschnittlich in 12stündiger Schicht 4$^{1}/_{2}$ Pfähle einschlugen, und es kamen 105 Arbeitsstunden mit 28 ℳ Arbeitslohn auf 1 Pfahl. Die Dampframme mit ebenfalls 750^{kg} schwerem Bär erforderte nur 4 Mann zur Bedienung, denen man gewöhnlich noch 1 Reservemann beistellte. Die Durchschnittsleistung betrug 5$^{1}/_{2}$ Pfähle in der Schicht; der Kostenaufwand des Einrammens betrug für 1 Pfahl 6,1 ℳ, wobei nicht blos die Arbeitslöhne, sondern die Gesammtkosten berechnet sind, die letzteren betrugen für die 12stündige Schicht:

11,50 ℳ	Zinsen, laufende Unterhaltungskosten und Amortisation der Ramme,
14,70 „	Arbeitslöhne,
6,25 „	Kohlen, und zwar 2,5 Hektoliter à 2,5 ℳ,
1,10 „	Schmieröl, Putzwolle etc.
33,55 ℳ	zusammen.

Bei dem im Jahre 1877 erbauten Petroleumhafen zu Hamburg, wurden von einer Dampframme mit endloser Kette und einem Bärgewicht von 1200^{kg} durchschnittlich täglich 5 Pfähle gerammt, die mindestens 8^{m} tief durch reinen scharfen Sand geschlagen sind.

Die mit Dampf betriebenen Rammen von Graul, Fig. 194, sind so eingerichtet, dass eine Locomobile mehrere Rammen auch gleichzeitig betreiben kann. *a* ist in Fig. 194 die Betriebslocomobile und *b* sind die Rammen. Sollen mehrere Rammen

gleichzeitig von der Maschine betrieben werden, so bringt man das Vorgelege *c* an, von wo aus nach jeder Ramme eine Seiltransmission geht. In Dresden wurden auf diese Weise 3 Rammen betrieben, wovon jede einen 410^{kg} schweren Bär mit 3^{m} Hub hatte; betrieben wurden die 3 Rammen durch eine 6pferd. Locomobile. Mit denselben sind in 32 Tagen 459 Pfähle von 3 bis 5^{m} Länge und 1634 Pfähle von 4^{m} Länge in Geröllboden 1,2 bis 2,2^{m} tief eingeschlagen.

Die Fabrik von Menck & Hambrock in Ottensen-Hamburg liefert für Canalisationsarbeiten, wo im wasserführenden Boden parallele Spundwände oder Bohlwände zu schlagen sind, damit die Baugrube trocken gelegt werden kann, die in Fig. 195 bis 198 dargestellten Doppeldampframmen. Die Gerüste überspannen die Baugrube und laufen auf Schienen, welche neben der Baugrube gelegt werden. Jedes einzelne Laufrad ist horizontal drehbar; die Spurweite des Geleises ist zu 5^{m} angenommen, bei engerer Spur können die Laufräder versetzt werden.

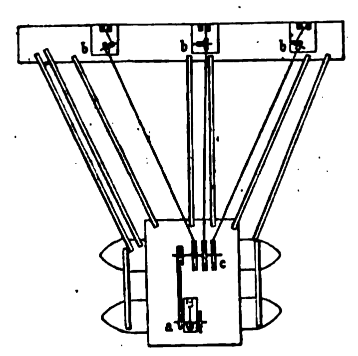


Fig. 194. Graul's Rammen.

Die Läuferruthen lassen sich auf und nieder bewegen, sie können bis auf den Boden der Baugrube hinabgelassen und auch so hoch gehoben werden, dass ihre Unterkante mit Terrainhöhe abschneidet und man mit der Ramme über die Absteifungen der Baugrube hinwegfahren kann. Die Schlagfläche des Bärs macht einen grössten Weg von 3^{m} über Schienenhöhe, bis 5^{m} unter Schienenhöhe. Das Gewicht des Bärs beträgt 600^{kg} und die Dampfzuführung geschieht durch Schläuche.

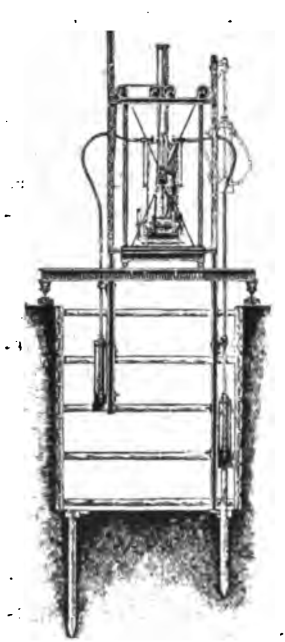

Fig 195. Doppeldampframme.

Fig. 195 zeigt das Gerüst No. 6. Bei der Arbeit wird zuerst an einer Seite die Spundwand gesetzt und mit dem Rammen begonnen. Während des Rammens setzt man an der zweiten Seite die Spundwand, und wenn die eine Seite fertig gerammt ist, wird der Querwagen verschoben und mit dem gegenüberliegenden Bär wird die zweite Reihe gerammt. Wird der Obertheil um 90° gedreht, so steht die Ramme recht, um Querwände zu schlagen. Bei diesem Gerüst ist immer nur 1 Bär in Thätigkeit. Der Preis einer solchen completen Ramme mit 2 Stück Rammbären von je 600^{kg}, mit 4pferd. Dampfkessel und 3pferd. Dampfwinde, welche vermittelst getrennter Windetrommeln und Ketten sowohl die Bäre, als die Läuferruthen aufziehen und niederlassen kann, ist:

6800 ℳ mit Menck & Hambrock's Rammbären } Gewicht
6200 „ „ Lacour's Rammbären } 7500^{kg}

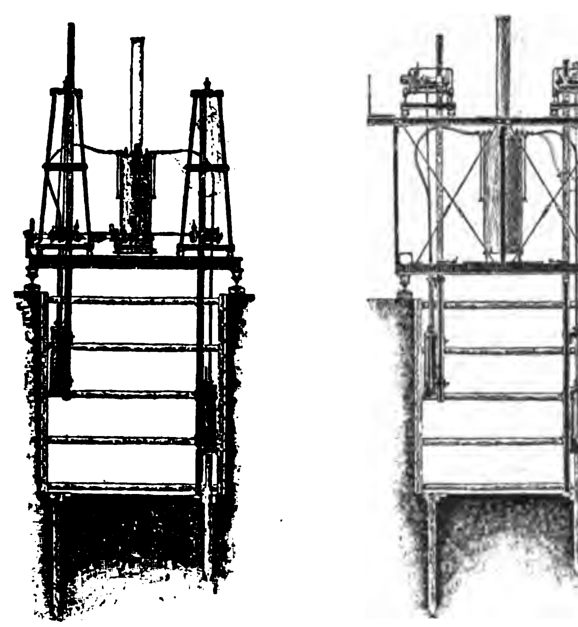
Fig. 196 zeigt eine Doppeldampframme mit Gerüst No. 7, wobei auf dem Unterwagen 2 Querwagen stehen, welche so eingestellt werden können, dass gleichzeitig an beiden Seiten der Baugrube gerammt werden kann. Die beiden Spundbohlen müssen sich genau gegenüber stehen, deshalb müssen die sich gegenüberstehenden Bohlen gleiche Breite haben, was durch Sortirung der Bohlen zu erreichen ist. Arbeitet die Ramme in sehr leichtem Boden, wo sich die Bohlen rasch einschlagen lassen, dann genügt ein 4pferd. Dampfkessel,

bei dem der Dampfdruck allerdings während des Schlagens fällt; bei härterem Boden nimmt man 5-, 6- oder 8pferd. Kessel. Der Preis dieser completen Ramme mit 4pferd. Dampfkessel ist:

7400 ℳ mit Menck & Hambrock's Rammbären } Gewicht
6800 „ „ Lacour's Rammbären. } 8000^{kg}

Für Vergrösserung des Kessels auf 5 bis 8 Pferdekräfte wird pro Pferdekraft 200 ℳ mehr berechnet.

Die Doppeldampframme auf Gerüst No. 8 ist in Fig. 197 in der Vorderansicht und in Fig. 198 in der Seitenansicht dargestellt. Es besteht aus dem Unterwagen, welcher die Baugrube überspannt und mit einem hohen Oberbau versehen ist, auf welchem 2 Querwagen laufen. Auf jedem Querwagen bewegt sich ein Oberwagen in der Längsrichtung der Baugrube und an diesem Oberwagen sind Läuferruthen befestigt. Das Gerüst gestattet somit eine Längsbewegung des Unterwagens und eine



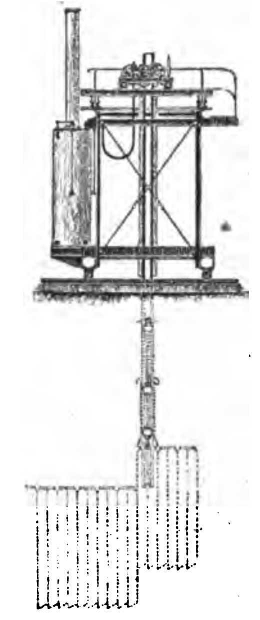


Fig. 196. Doppeldampframme. Fig. 197. Vorderansicht. Fig. 198. Seitenansicht.

Längsbewegung jedes Oberwagens, unabhängig von dem anderen Oberwagen. Daher werden mit diesem Gerüst gleichzeitig beide Spundwände geschlagen und die Spundbohlen der beiden Seiten brauchen sich nicht genau gegenüber zu stehen. Hierin besteht der Vorzug des Gerüstes, welcher sich am meisten bei ungleichartigem Boden, in welchen sich die eine Bohle leicht, die andere schwer einrammt, bemerkbar macht. Zum Aufwinden des Rammbärs und der Läuferruthen dienen hier ebenfalls 2 Dampfwinden von je 3 Pferdekräften, welche auf den beiden Oberwagen montirt sind. Der Preis einer completen Dampframme auf Gerüst No. 8, mit 2 Stück direct wirkenden Rammbären von je 600^{kg} Gewicht, mit 4pferd. Dampfkessel und 2 Stück 3pferd. Dampfwinden, ist:

8000 ℳ mit Menck & Hambrock's Rammbären } Gewicht
7400 „ „ Lacour's Rammbären } 9000^{kg}

Der 4pferd. Dampfkessel reicht für sehr leichten Boden aus; für Vergrösserung des Kessels auf 5 bis 8 Pferdekräfte wird pro Pferdekraft 200 ℳ mehr berechnet.

In vielen Fällen hat sich die von dem Amerikaner Mr. Shaw erfundene **Pulverramme** als sehr vortheilhaft bewährt. Eine der neuesten Constructionen dieser Ramme, die 1876 von der „American Dredging Company“ für die Ausstellung zu Philadelphia erbaut wurde, ist in Fig. 199 und 200 in der Vorder- und Seitenansicht dargestellt *(Engineering 1876, S. 408)*. Die Anwendung von Pulver als bewegende Kraft des Rammbären bezweckt einen theilweisen Ersatz der mit Arbeitsverlust verbundenen Stosswirkung durch **starken Druck.** Dieser Druck wird in dem Mörser oder der Kanone *A* Fig. 200 erzeugt, die direct auf dem einzudrückenden Pfahl aufsteht. In diesen Mörser wird die Patrone geworfen, die sich durch den Schlag des herabfallenden Bärs *B* entzündet, wodurch der Bär wieder emporgetrieben wird. Der Pfahl kommt während des Einrammens nie völlig zur Ruhe, weil theils das Mörsergewicht, theils das Bärgewicht und theils der Rückschlag bei der Explosion zum Eintreiben thätig sind. Der Bär *B* ist ebenfalls mit einer tiefen Bohrung versehen und am obern Ende der Ramme ist ein Kolben *C* angebracht, gegen den der Bär bei den Rückschlägen zu Anfang des Einrammens hoher Pfähle geschleudert wird, und der das Hinausschiessen desselben aus den Laufruthen verhindert, indem die zwischen Bär und Kolben eingeschlossene und comprimirte Luft den Bär zum Stillstande bringt. Vermöge einer an der Ramme angebrachten Frictionsbremse kann der Bär in jeder beliebigen Höhe von der 1,24^{m} langen Handhabe *F* aus festgehalten werden.

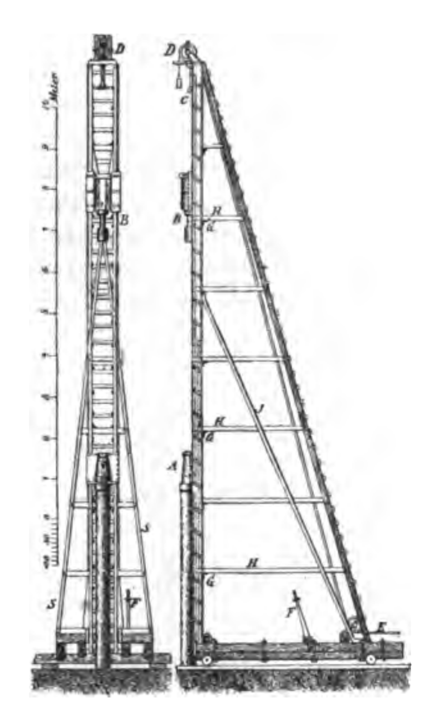
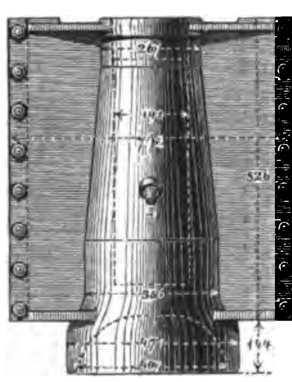


Fig. 199. Vorder- u. Fig. 200. Seitenansicht. Shaw's Pulverramme.

Am obern Ende der Ramme bei *D* und am Fusse derselben bei *E* sind Doppelrollen angebracht; die über diese Rollen gelegten Seile wickeln sich um die Trommel einer Winde und dienen bei Beginn des Rammens zum Heben des Mörsers und des Bären, sowie zum Aufrichten des Pfahles, auf dessen Kopf der Mörser dann herabgelassen wird. Fig. 201 zeigt den Mörser in der Vorderansicht, während Fig. 202 dessen halbe Seitenansicht und dessen halben Verticalschnitt giebt. Der aus Stahl gegossene Mörser hat eine Bohrung von 190^{mm} Weite und 710^{mm} Tiefe, sie ist oben auf 100^{mm} Länge bis zu einem Durchmesser von 210^{mm} conisch erweitert, damit der Kolben des Bärs leicht in die Bohrung hineintrifft und einen dichten Schluss bildet. Die untere ausgerundete Oeffnung im Mörser dient zur Aufnahme des Pfahlkopfes und zwischen den beiden Oeffnungen steht eine Wand von 83^{mm} Stärke. Der eingesetzte



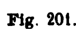


Fig. 201.

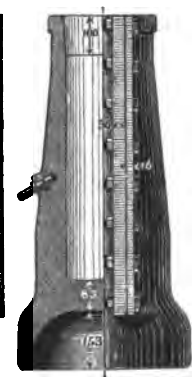


Fig 202.

Zapfen *z* dient zum Heben des Mörsers durch die Winde. Das Gewicht des Mörsers beträgt 612^{kg}.

Der Rammbär, der in Fig. 203 halb in der Seitenansicht und halb im Verticalschnitt dargestellt ist, besteht aus Gusseisen; er hat oben eine Bohrung von 255^{mm} Weite und 610^{mm} Tiefe, während unten in dem Gusskörper ein Stahlkolben mit einem 305^{mm} langen Zapfen von 127^{mm} Durchmesser eingesetzt und mittelst eines starken Rundstiftes darin befestigt ist. Beide Theile zusammen haben ein Gewicht von 1036^{kg}. Am unteren Ende des Kolbens ist ein Stahlring *s* eingesetzt, der den dichten Schluss in der Bohrung des Mörsers bewirkt. Den Grundriss des Bärs, sowie seine Führung an den aus ⊏-Eisen bestehenden Läuferruthen zeigt Fig. 204, wobei zu bemerken ist, dass die Axe des Kolbens um 51^{mm} von der vorderen Flansche der Läuferruthen absteht. Die Patronen, welche den Bär emportreiben, werden aus gewöhnlichem groben Schiesspulver in Cylinder von 32^{mm} Durchmesser gepresst; sie haben ein Gewicht von 40 bis 60 Gramm und werden mit Paraffin und Graphit überzogen. Vor jedem Schlag

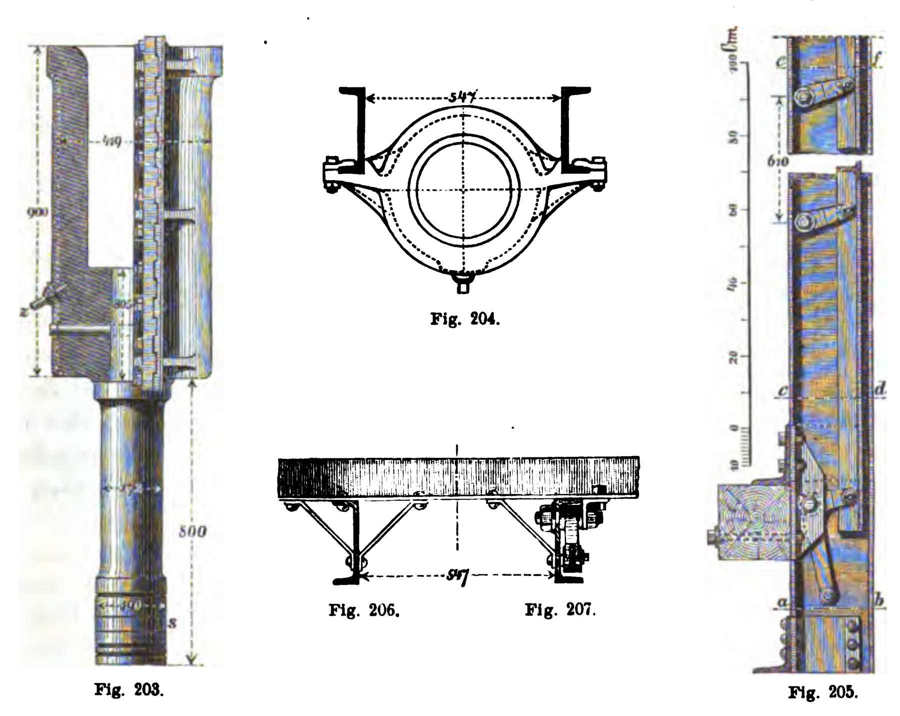


Fig. 203. Fig. 204. Fig. 205. Fig. 206. Fig. 207.

werden sie mit der Hand in den Mörser geworfen und explodiren ohne eine besondere Zündvorrichtung durch den Schlag des herabfallenden Kolbens. Nach einer Hitze von 12 bis 20 Schlägen muss der Kolben geputzt und geschmiert werden, da derselbe durch das Anhaften von Fett stark anrusst, während übrigens die im Mörser zurückbleibenden Rückstände der Patronen verschwindend klein sind.

Aus Fig. 205 ist die Einrichtung der Frictionsbremse ersichtlich. Die 1,24^{m} lange Handhabe *F* in Fig. 200 ist nämlich auf einer in zwei Lagern drehbaren 63^{mm} starken Welle aufgekeilt, worauf auch zwei einfache Arme von 127^{mm} Armlänge festsitzen, von denen aus Zugstangen nach den langen Armen der in Fig. 205 gezeichneten Winkelhebel führen. Die Armlänge dieser Winkelhebel beträgt 254 resp. 115^{mm} und ist der kurze Arm mit den aus leichtem T-Eisen bestehenden Frictionsschienen verbunden, so dass letztere durch die Winkelhebel von der Handhabe *F* aus gehoben und gesenkt

werden können. In Abständen von 61^{cm} sind an den Läuferruthen drehbare Stahlarme befestigt, die in etwas geneigter Lage auch mit den Frictionsschienen verbunden sind, so dass der Bär sich beim Herabfallen zwischen den vorderen Flanschen der Läuferruthen und den Frictionsschienen festklemmen muss, wenn diese Schienen nicht durch die Handhabe *F* gehoben werden. Die drei Querschnitte *a b* bis *e f* in Fig. 205 sind in Fig. 206 bis 208 dargestellt. Aus dem Schnitt *a b* Fig. 206 geht hervor, dass die Läuferruthen am Fusse durch zwei schräge Bleche von 12×152^{mm} Stärke gegen das hintere Winkeleisen von 102×152^{mm} Schenkellänge abgesteift sind, während der Schnitt nach *c d* Fig. 207 die Befestigung des Winkelhebels zeigt. In dem Schnitt nach *e f* Fig. 208 ist die Verbindung der Stahlarme mit den Läuferruthen und den Frictionsschienen, sowie die Verbindung der in Fig. 200 angedeuteten Winkeleisen *G* und *H* mit den Läuferruthen dargestellt; die Winkeleisen *G* haben 89×152^{mm}, die Winkeleisen *H* haben 76×89^{mm} Schenkellänge. Der Bär hat nach Fig. 208 an den Läuferruthen $1\,^1/_2{}^{mm}$ Spielraum. Auf den Winkeleisen *H* sind Holzbühnen angebracht, von wo aus die Patronen eingeworfen werden.

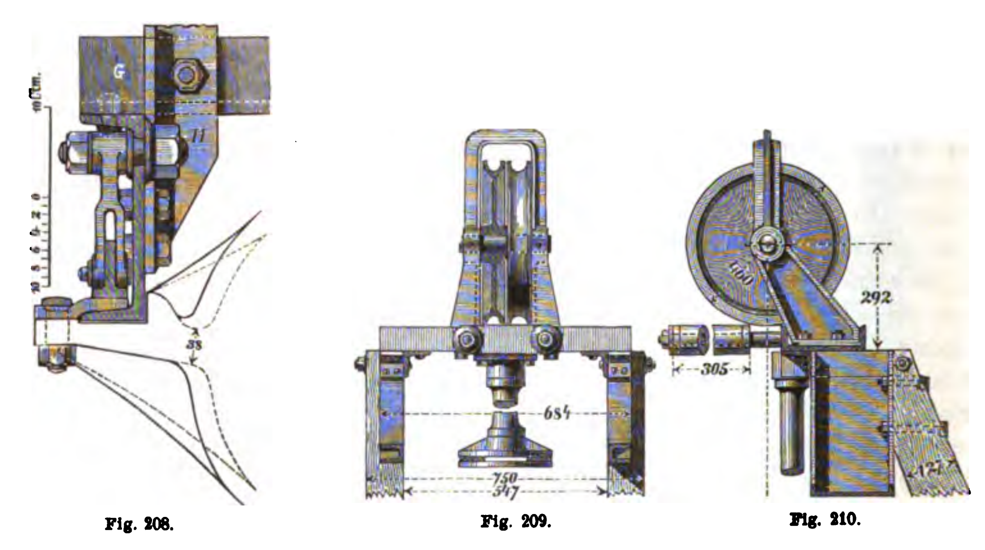


Fig. 208. Fig. 209. Fig. 210.

Zur Aussteifung des Rammgerüstes sind noch die aus Winkeleisen bestehenden Streben *J* und *S* angebracht; die hinteren Streben *K* bestehen aus Holz und haben 102×127^{mm} Stärke, auf denselben sind Latten befestigt, so dass die Streben zugleich die Leiter zum Besteigen der Ramme bilden. Am obern Ende sind die hölzernen Streben *K* mit den Läuferruthen nach Fig. 209 und 210 verbunden; zur Verbindung beider Ruthen dient hier ein ⊔-Eisen mit untergelegten Winkeleisen und der gusseiserne Triezkopf mit den beiden Rollen von 395^{mm} innern Durchmesser ist wieder in dem ⊔-Eisen mittelst Schraubenbolzen festgeschraubt. Unter dem ⊔-Eisen befindet sich der Kolben von 255^{mm} Durchmesser, der den Bär bei sehr hohem Stande des Pfahlkopfes aufzufangen hat. Dieser Kolben bildet einen dichten Schluss in der Bohrung des Bären, so dass der Bär durch die eingeschlossene stark comprimirte Luft ohne Stoss aufgehalten wird.

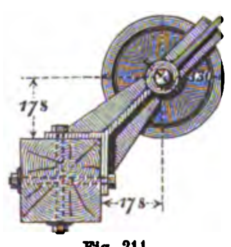


Fig. 211.

In Fig. 211 ist endlich noch das Detail des am Fusse der Ramme bei *E* in Fig. 200 angedeuteten Rollenhalters dargestellt.

Den praktischen Werth der Pulverramme beweisen die nachstehenden Berichte. Beim Bau des neuen Werftes zu **League-Island** am Dalaware wurde Shaw's Pulverramme zum Eintreiben von 25^{cm} starken Pfählen benutzt *(Scientifical American 1872, S. 69).* Der Boden bestand in der oberen Schicht aus thonhaltigem Schlamm, worunter in etwa 6,45^{m} Tiefe unter Niedrigwasser fester Boden zu durchdringen war, der aus hartem Thon oder Gerölle bestand. Die Ramme hatte einen 817^{kg} schweren Mörser mit 158^{mm} weiter und 610^{mm} langer Bohrung; das Rammbärgewicht betrug 590^{kg}. Es wurden 30 bis 44^{g} schwere cylindrische, mit Paraffin überzogene Patronen aus langsam abbrennendem Pulver angewendet, die 31^{mm} Durchmesser und 25 bis 38^{mm} Länge hatten. Die mittlere Eindringungstiefe der Pfähle betrug 5,87^{m} und die hierzu erforderliche durchschnittliche Zahl der Schläge 5,2, mit einem verbrauchten Pulverquantum von 254 Gramm. Als höchste Leistung waren 12 Pfähle in einer Stunde und 50 Pfähle in einem Tage eingetrieben. Versuchsweise hatte man diese Ramme auch als Kunstramme eingerichtet, doch leistete sie als solche nur $^1/_8$ bis $^1/_4$ so viel, als wenn sie mit Pulver betrieben wurde.

In der Gesellschaft amerikanischer Civilingenieure machte Ingenieur Probasco Mittheilungen über Shaw's Pulverramme, die im October 1872 zum Einschlagen einer Spundwand für einen Reservoirdamm im Personage-Creek-Thal benutzt wurde *(The Engineer, Juni 1873, S. 382 und August, S. 86, sowie September, S. 161).* Der unter Wasser zu durchdringende Boden bestand aus Sand mit feinem Kies gemischt, welche Theile so fest abgelagert waren, dass die Pfähle nur sehr schwer eindringen konnten. In einer Tiefe von 4,57^{m} unter der Oberfläche fand man Thon, dessen untere Schichten zäh und fest waren. Um einen Pfahl 4,57 bis 4,9^{m} tief einzurammen, brauchte man 300 Schüsse à 2,5 Cents = 0,105 ℳ, was viel zu kostspielig war. Durch die schnell aufeinander folgenden Explosionen erhitzte sich der Mörser und der Stahlring des Bärkolbens zerfurchte sich. Diese Furchen liessen die eingeschlossene Luft aus dem Mörser entweichen, ein Luftkissen konnte sich daher nicht bilden und in Folge des Aufschlagens des 127^{mm} im Durchmesser haltenden Kolbens verbog sich dieser so stark, dass er nicht mehr gebraucht werden konnte. Der befragte Erfinder rieth, den Kolben des 772^{kg} schweren Bärs zu vergrössern. Nach dem Ausbohren des Mörsers und dem Anbringen eines Kolbens von 180^{mm} Durchmesser stellten sich, mit Ausnahme des Verbiegens, die früheren Uebelstände wieder ein, so dass man sich schliesslich zum Aufgeben der Pulverramme und zur Anwendung gewöhnlicher Rammen entschied.

Hierauf bringt Shaw eine Entgegnung, worin er eine grosse Anzahl Namen von Ingenieuren nennt, die mit seiner Ramme zufrieden sind. Bei gewöhnlichen Rammarbeiten soll das Einrammen eines Pfahles auf 7,5^{m} Tiefe nur eine Minute dauern, 8 Schüsse erfordern und 15 Cents = 0,63 ℳ kosten. Die Ingenieure Prindell und Turpin empfehlen die Pulverramme nach eigenen Erfahrungen sehr warm und heben, ausser dem sehr bedeutenden Kraftgewinn, besonders den Umstand hervor, dass die Pfähle sehr gut in der Richtung bleiben und das Holz gar nicht splittert.

Ingenieur F. G. Prindle, der auch die oben dargestellte Pulverramme construirt hat, bringt sehr ausführliche Zeichnungen einer Ramme mit einem Stahlmörser von 570^{kg} und einem gusseisernen Bär von 985^{kg} Gewicht, wobei die Frictionsbremse bereits angebracht ist. Auch werden verschiedene von ihm bei mehreren Bauten zu **League-Island** gemachte Erfahrungen in Form einer Tabelle mitgetheilt *(The Journal of the Franklin Institute 1874, Februar S. 89—96).*

Zur Zeit der Centennial-Ausstellung war auf der Marine-Station auf League-Island

bei Philadelphia eine Pulverramme in Thätigkeit, die ein ca. 14^m hohes Gerüst hatte, welches in Etagen eingetheilt war, damit bei jedem Stande des Mörsers die Patronen eingeworfen werden konnten. Die Patronen bestanden aus 42 bis 56 Gramm grobem Schiesspulver, hatten ca. 30^{mm} Durchmesser und 30 bis 40^{mm} Höhe. Ungespitzte Pfähle von 20^{cm} Stärke und 6^m Länge wurden mit 18 Schlägen innerhalb 1 Minute $5{,}5^m$ tief eingerammt, wobei die Fallhöhe des Bären zuletzt $3{,}5^m$ betrug. Bei den letzten Schlägen wurden öfters 2 Patronen auf einmal in den Mörser geworfen; beim 18. Schlag hatte der Pfahl nach Schätzung den Anzug $= 0$. Der Boden bestand aus Schluff, unten mit Sand und Kies gemengt. *(Deutsche Bauzeitung 1877, S. 15).*

Nachdem die Pulverramme sich in Amerika so gut bewährt hat, wird dieselbe jetzt auch in Deutschland von Riedinger in Augsburg nachgebaut. Derselbe fertigt zwei Sorten, wovon die grössere Sorte für 10^m Maximal-Tiefgang des Pfahles eingerichtet ist, einen Mörser von 850^{kg} und einen Bär von 1150^{kg} Gewicht hat. Bei der kleineren Sorte wiegt der Bär 700, der Mörser 300^{kg} und ist dieselbe für 6^m Maximal-Tiefgang construirt. Diese letztere Sorte wurde im Jahre 1875 beim Bau der dritten Elbbrücke zu Dresden angewendet *(Deutsche Bauzeitung 1875, S. 433)*, worüber Ingenieur Kuhn berichtet. Der Bärkolben hatte 11^{cm} Durchmesser und der Mörser eine 15^{cm} weite und 62^{cm} tiefe Bohrung, derselbe schloss den Pfahlkopf 5^{cm} tief ein. Das Rammgerüst ist etwas anders construirt als bei der oben dargestellten Pulverramme und die Holzbühnen, von wo aus das Einwerfen der Patronen besorgt wird, sind in 2^m Abstand aufgehängt.

Zur Bedienung der Ramme waren 6 bis 8 Mann erforderlich; 1 Vorarbeiter dirigirte auf dem Schwellwerke stehend die Bremse, ein zweiter besorgte das Einwerfen der Patronen in den Mörser und das Putzen des Kolbens von einem entsprechend hoch gewählten Standpunkte aus, während die übrige Mannschaft beim Einsetzen der Pfähle und an der Winde, oder beim Steuern des Rammschiffes thätig war. Nach einer Hitze von etwa 12 Schlägen musste der Kolben geputzt und geschmiert werden; die Zahl von 12 Schlägen pro Minute konnte man nicht wesentlich überschreiten, da bei einem anhaltenden Schnellfeuer eine grosse Erhitzung von Mörser und Kolben eintrat, wodurch die Patronen zu frühzeitig, nämlich schon unmittelbar nach dem Einwerfen explodiren, so dass dann der nachsinkende Bär mit der Winde erst wieder gehoben werden muss. Mitunter ereignete sich eine solche vorzeitige Entzündung auch dadurch, dass noch Ueberreste der letzten Patrone im Mörser glimmten. Uebrigens lassen sich Störungen dieser Art durch aufmerksames ruhiges Schiessen leicht vermeiden.

Die Patronen wurden an der Baustelle aus 15 und 20 Gramm Volkmann'schem Holzkohlenpulver hergestellt, welches auf Riedinger's Bestellung von Wien bezogen wurde. Zu den ersten Schüssen und sobald sich starre Widerstände zeigten, benutzte man die 15 Gramm Patronen. Die Detonation beim Betriebe der Pulverramme ist so stark, dass für Fuhrwerke, die in der Nähe verkehren, Schwierigkeiten entstehen können. Bei dem in Rede stehenden Bau befand sich eine Fähre für Fuhrwerke, welche eine Unterbrechung des Rammbetriebes von täglich 2 bis 3 Stunden erforderte, dennoch wurden in der 12stündigen Schicht im Mittel 20 Pfähle eingerammt und das Umstellen der Ramme, das Einsetzen und Einrammen eines Pfahles auf 2 bis $2{,}5^m$ Tiefe in einem sehr fest gelagerten Kies erforderte 25 bis 30 Minuten Zeit. Die grösste Leistung wurde beim Rammen von Rundpfählen zu einer Arbeitsbrücke im Strom erreicht, hierbei wurden an einem Tage von einem Schiffe aus 34 Stück Pfähle

mit je ca. 300 Gramm Pulver auf 1 bis 1,25^{m} Tiefe eingetrieben, wobei sich eine besondere Leichtigkeit in der Handhabung der Pulverramme herausstellte.

Die Anschaffungskosten der 8000^{kg} schweren Pulverramme betrugen 4800 ℳ Amortisation des Ankaufskapitals und Unterhaltung der Maschine kann mit 15 ℳ pro Tag veranschlagt werden; diesen Preis forderte die Fabrik als Leihgebühr excl. des Transportes von und nach Augsburg. Beim Dresdener Elbbrückenbau sind hauptsächlich 19^{cm} starke, kantige Pfähle zu Spundwänden gerammt worden; die Kosten betrugen bei 2,2^{m} Rammtiefe für einen Pfahl:

an Arbeitslohn	= 2,00 ℳ
an Patronen, 60 Stück à 0,1 ℳ . . .	= 6,00 „
für Benutzung der Ramme = $^{15}/_{20}$ ℳ .	= 0,75 „
zusammen	8,75 ℳ.

Demnach arbeitete die Pulverramme um 2,65 ℳ pro Pfahl theurer, als die Seite 93 erwähnte Dampfkunstramme, die unter ganz ähnlichen Verhältnissen thätig war. Diese erhebliche Vertheuerung ist namentlich dadurch veranlasst, dass pro Pfahl 60 Schläge erforderlich waren, während man auf League-Island nach Seite 100 nur 18 Schläge für einen Pfahl nöthig hatte. Wäre der Bär der Pulverramme wesentlich schwerer gewesen, so würde man bei dem festen Kiesboden der Elbbrücke zu Dresden wahrscheinlich weit bessere Resultate erzielt haben, was durch die Rammarbeiten bei dem 1877 erbauten Petroleumhafen zu Hamburg klar bewiesen wird *(Deutsche Bauzeitung 1877, S. 479)*. Hier wurde bei dem Rammen einer 19^{cm} starken gespundeten Wand zunächst eine Dampframme mit einem 900^{kg} schweren Bär angewendet, welche aber täglich nur 2 bis höchstens $2^1/_2$ Pfähle in den reinen scharfen Sand 7,4^{m} tief einschlug. Diese ungünstige Leistung veranlasste die Anwendung Nasmyth'scher Dampframmen. Eine solche hat den ersten Spundpfahl in $^1/_4$ bis $^1/_2$ Stunde auf die volle Tiefe weggeschlagen, der zweite zog aber schon etwas schlechter, zu dem dritten wurden schon mehrere Stunden gebraucht, der vierte ging noch schwerer und den fünften brachte man gar nicht mehr hinunter; er wurde, nachdem er 3^{m} tief eingeschlagen war, abgestaucht.

Da nach diesem Vorgange, welcher sich an jeder Stelle wiederholte, auf eine zunehmende Compression des Sandes geschlossen werden musste, so war die Annahme berechtigt, dass stärkere Hölzer das Rammen besser aushalten würden, und es wurde daher das Schlagen von 26^{cm} starken ungespundeten Pfählen versucht, was jedoch genau das frühere Resultat lieferte, indem die ersten 4 bis 5 Pfähle eingerammt werden konnten, die ferneren indess regelmässig abgeschlagen wurden. Man arbeitete darauf in der Art mit der Nasmyth'schen Ramme, dass man, nachdem 5 bis 6 ungespundete 26^{cm} starke Pfähle weggeschlagen waren, die Ramme etwa 3^{m} weiter rückte, dort wieder so lange rammte, bis zu befürchten war, dass weitere Pfähle abstauchen würden; dann wieder weiter rückte und so fort. Nach etwa 14 Tagen wurde die Ramme zurückgenommen und es zeigte sich, dass es nun möglich war, die offen gelassenen Felder bis auf 1 oder 2 Pfähle voll zu rammen; die dann noch bleibende Lücke wurde durch Hinterrammen von Bohlen geschlossen. Es hat demnach den Anschein, dass die erzeugte starke Compression des Sandes nach einiger Zeit wieder nachlässt.

Am andern Hafenende war eine Dampframme mit endloser Kette und recht schwerem Bär von 1200^{kg} in Arbeit. Diese Ramme hat in demselben Boden in ruhiger, ununterbrochener Arbeit an 130 lfd. Meter Spundwand von 19^{cm} Stärke auf die volle Tiefe geschlagen; hier brachte man stets 2 Spundpfähle von 50^{cm} Gesammtbreite zu-

sammengekuppelt unter die Ramme und es wurden so täglich 4 bis 5 Doppelpfähle eingerammt. Die schweren, in langen Zwischenräumen erfolgenden und mit starken Erschütterungen verbundenen Schläge der Dampf-Kunstramme schlagen eine 19^{cm} starke Spundwand in reinem scharfen Sand also befriedigend ein, während die leichteren, rasch aufeinander folgenden Schläge der Nasmyth'schen Ramme hierzu nicht geeignet sind. Diese Beobachtung stimmt auch mit dem von Probasco Seite 99 erwähnten Falle völlig überein.

In der Nähe von bestehenden Gebäuden darf man übrigens Kunstrammen mit grosser Fallhöhe und schwerem Bär nicht anwenden. So sind z. B. beim Bau der Berliner Stadtbahn etwa $^1/_2$ Dutzend Pfähle in 1^m Abstand von der Wasserfront eines an der Jannowitz-Brücke belegenen Fabriksgebäudes mit einer durch Dampf betriebenen Kunstramme eingeschlagen *(Deutsche Bauzeitung 1877, S. 110)*; durch die starken Erschütterungen bei der Rammarbeit entstanden in dem Gebäude Risse, welche durch Keller-, Erd- und 3 Obergeschosse reichten und mussten auf polizeilicher Anordnung sowohl der Fabriksbetrieb wie auch die Rammarbeiten eingestellt werden.

Von den mannigfachen Eigenthümlichkeiten, die beim Rammen in verschiedenen Bodenarten vorkommen, mag hier noch erwähnt werden, dass in zähem nassen Thon oft der Boden in der nächsten Umgebung des Pfahles mit jedem Schlage, den der letztere erhält, sich senkt und unmittelbar darauf sich mit dem Pfahl wieder erhebt, so dass Rammen mit leichtem Bär in derartigen Boden die Pfähle gar nicht einschlagen können. Oft kommt bei dieser Bodenart auch ein Heben der bereits eingerammten Pfähle vor. Bei einem Schleusenbau im Bromberger Canale, wo der Boden aus Thon bestand, der auf Sand lagerte *(Wasserbaukunst von Eitelwein I., S. 55)*, hoben sich plötzlich alle Pfähle und Spundpfähle, nachdem die Rammarbeiten fast beendet waren, so stark, dass sie den daraufliegenden Fachbaum sogar $23{,}5^{cm}$ aufwärts bogen; man schrieb dieses Ereigniss der starken Seitenbelastung des Terrains und der geringen Consistenz des Thones zu. Ganz dieselbe Erscheinung zeigte sich auch beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn *(Erbkam's Zeitschrift für Bauw. 1876, S. 35)*. Die Bodenschichtung zunächst der Oberfläche bestand hier aus mehr oder weniger feinem Sande und sandigem Schlamm, unter dem eine feste Thonschicht gelagert war. Durch diesen mit grossen Steinen durchsetzten Sand und Kies wurden die Rostpfähle bis 3^m in den festen Thon gerammt, so dass die Pfähle bis 9^m Tiefe unter die ausgebaggerte Baugrube eindringen mussten. Bei einem Strompfeiler hob sich nun während des Rammens die Sohle der Baugrube um 31^{cm} und mit derselben die bereits eingerammten Pfähle sammt Rammrüstung um 10^{cm} in die Höhe. Offenbar rührt diese Erhebung nur daher, dass der durch das Einrammen der Pfähle stark comprimirte Boden sich nach oben hin wieder auszudehnen sucht; die Pfähle hoben sich im letzteren Falle wahrscheinlich desshalb weniger als die Bodenschicht, weil sie von der unteren Thonschicht festgehalten wurden und hier von der auftreibenden Schicht erst losgerissen werden mussten, bevor sie dem Auftriebe folgen konnten.

Grosse Vorsicht erfordert das Rammen, wenn Felsboden mit losen Erdschichten überdeckt ist und die Pfähle durch diese bis auf den Fels hinabgeschlagen werden sollen, denn indem die Pfahlspitzen auf dem Felsboden aufstehen, werden sie von den Schlägen der Ramme sehr stark angegriffen, so dass die Pfahlspitzen leicht spalten und brechen, ohne dass dies am obern Pfahlende bemerkbar wird. Beim eintretenden Bruche des Pfahls giebt sich meistens wieder ein stärkeres Ziehen als vorher zu erkennen und man wird leicht zu der Annahme verleitet, der Pfahl habe besonders

feste Schichten durchdrungen und durchstosse nunmehr wieder weichere Lagen. In mehreren Fällen ist es vorgekommen, dass sämmtliche Pfähle in solcher Art zersplittert waren, in anderen Fällen waren wieder mehr als die Hälfte der eingeschlagenen Pfähle beim Aufstossen auf den Felsen zerbrochen *(vergl. Handbuch der Wasserbaukunst von G. Hagen Bd. II., S. 169).*

Gewöhnlich werden die Rostpfähle mit dem Zopf- oder Wipfelende nach unten gestellt und wird dieses Ende mit einer **Spitze** oder einer **Schneide** versehen, damit der Pfahl unter den Schlägen der Ramme leichter in den Boden eindringen kann. Man könnte nun zu der Annahme gelangen, dass die Pfahlspitze auch das Einsinken des Pfahls unter dem Drucke des Bauwerkes mehr begünstige, als der stumpf abgeschnittene Pfahl, was indess nicht der Fall ist, da bei der Spitze wahrscheinlich eine stärkere Seitenreibung auftritt, indem sie den Boden zur Seite drängt und comprimirt. Viele erfahrene Ingenieure halten die Pfahlspitze überhaupt für unnütz und verwenden nur stumpf abgeschnittene Pfähle, da keine genügenden Versuche vorliegen, welche nachweisen, dass die Pfahlspitze das Rammen, ausser bei den ersten Schlägen, wesentlich erleichtert. Fig. 212 zeigt die meist gebräuchliche Spitze der Rostpfähle, die in Form einer vierseitigen Pyramide zugeschnitten und unten noch etwas abgestumpft ist, damit sie weniger leicht beschädigt werden kann. Die Länge der Spitze misst in der Regel das $1^1/_2$ bis 2fache des unteren Pfahldurchmessers.

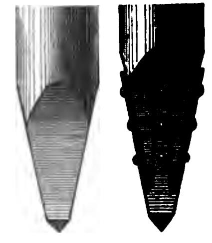


Fig. 212. Fig. 213.

Häufig werden für die zugespitzten Pfähle auch noch eiserne **Pfahlschuhe** angewendet, ein solcher ist in Fig. 213 dargestellt. Er besteht aus einer massiven eisernen Spitze mit 4 angeschmiedeten Federn, welche mit starken Nägeln an den Seitenflächen der Pfahlspitze befestigt werden. Letztere muss unten normal zur Pfahlaxe abgeschnitten sein, so dass sie eine quadratische Grundfläche von 5 bis 8^{cm} Seite bildet, die sich auf die innere Fläche des Schuhes aufsetzt. Das Gewicht dieser Pfahlschuhe beträgt gewöhnlich mindestens 5 bis 6^{kg}, oft werden dieselben aber auch viel schwerer hergestellt, bis etwa 30^{kg} schwer. Diese Pfahlschuhe sind nicht leicht anzufertigen, werden daher kostspielig und sitzen doch nicht sehr fest an dem Pfahl, indem die Federn oft abbrechen oder die Nägel sich herausziehen und dann ist ein solcher Schuh beim Rammen viel mehr nachtheilig als nützlich. Weit zweckmässiger ist der in Fig. 214 dargestellte Pfahlschuh, dessen Form ursprünglich von Deschamps angegeben wurde. Verbessert ist derselbe von Geppert *(Wochenschr. des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereins 1878, S. 115)*, der denselben mit einem separaten Ringe versah, welchen man warm aufziehen kann. Die eigentliche Spitze greift mit einem mit Widerhaken versehenen Dorn in den Pfahl ein; solche Schuhe sind nur ca. 4^{kg} schwer.

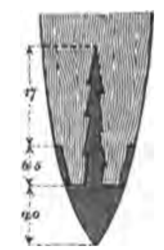


Fig 214.

Ob die theuren Pfahlschuhe überhaupt **nothwendig** sind, ist von erfahrenen Ingenieuren vielfach verneint worden. Im weichen Boden haben dieselben natürlich keinen Nutzen, ihr Zweck kann nur darin bestehen, dass sie harte Körper, die in der Richtung des Pfahles im Boden vorhanden sind, zur Seite drängen oder durchstossen. Grosse Steine und im Grunde vorkommende Baumstämme wird der eiserne Pfahlschuh aber ebenso wenig durchdringen oder seitwärts drücken können, wie dies die hölzerne Pfahlspitze kann. Es bleibt also nur noch in dem Falle ein Vortheil des Schuhes denkbar, wenn die im Boden liegenden festen Gegenstände keinen erheblichen Wider-

stand leisten, jedoch immerhin im Stande sind, die hölzerne Spitze zu beschädigen. Aber auch für diesen Fall darf man nicht von einem Nutzen der Pfahlschuhe überzeugt sein, da meistens der Schuh viel leichter als das Hinderniss seine Stellung verändert, weil die Verbindung des Schuhes mit dem Pfahl nie ganz fest ist. Beim Bau des Viaductes bei Tarascon *(Förster's Bauzeitung 1861, S. 180)* war eine Pfahlwand noch nicht gegen Unterspülung gesichert, als bei einer plötzlichen Anschwellung der Rhône der Grund um dieselbe so tief ausgespült wurde, dass die Pfähle ganz entblösst an den Holmen hingen. Man fand nun, dass kein einziger Pfahl noch den Schuh trug, womit er vor dem Einrammen versehen war; auch zeigten sich viele Brüche im Holze.

Die Versuche, welche G. Hagen bei grobem Sand- und Kiesboden derartig anstellte, dass er an den Stellen, wo immer Pfahlschuhe angewendet waren, abwechselnd einen Pfahl um den andern mit Schuhen versehen liess, ergaben keinen wesentlichen Unterschied im Eindringen, doch liess sich erkennen, dass die Pfähle ohne Schuhe noch etwas leichter eindrangen. Für die beim Fundiren der Weichselbrücke bei Thorn erforderlichen Pfahlwände wurden anfänglich Pfahlschuhe angewendet, die jedoch kein befriedigendes Resultat ergaben, weshalb von denselben später ganz Abstand genommen und den Pfählen nach mehrfachen Versuchen die in Fig. 215 gezeichnete Schneide gegeben wurde. Da diese Ffähle nicht in geschlossener Wand, wie bei leichten Spundwänden üblich, sondern einzeln zwischen Zangen bis zur vorgeschriebenen Tiefe eingerammt werden mussten, so kam es vorzugsweise darauf an, einen festen Anschluss an die bereits eingerammten Pfähle herbeizuführen und hierdurch eine dichte Wandfläche zu bilden, welcher Zweck durch die im Horizontalschnitt keilförmige Gestalt der untern Pfahlenden vorzugsweise befördert wurde. Das Maass der Abschrägung ist durch wiederholte Versuche nach der Bodenart bemessen, bei festem Sandboden genügten schon 6,5^{cm}, während bei weichem Thonboden die Abschrägung bis 15^{cm} betragen musste. Abschrägung und Schneide wurden sauber gehobelt.

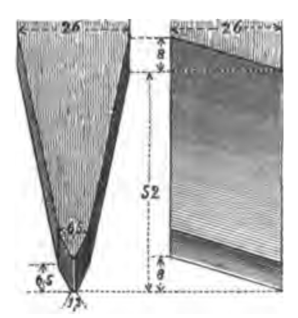


Fig. 215.

Beim Fundiren der Ruhrbrücke bei Düssern erhielten die Pfähle zu den Pfahlwänden, die bei oberem vollkantigen Querschnitt und einer Stärke von 20^{cm} am Zopfende einen runden Querschnitt haben durften, die in Fig. 216 dargestellte Schneide, welche um $^1/_8$ des Durchmessers schräg geschnitten ist. An einzelnen Stellen, wo besonders widerstandsfähiger Boden zu durchdringen war und die Eindringungstiefe 7^m betrug, erwiesen sich die Pfähle zu schwach, um dauernd die Schläge der Nasmyth'schen Rammen ertragen zu können. Hier verwendete man zu einem Theil der Wand alte Eisenbahnschienen von 7,22^m Länge; eine solche Schiene wurde in 3 Minuten 7^m tief eingerammt und überwand dabei alle Widerstände, indem sie sogar Steine durchdrang, welche für den Leinpfadfuss versenkt waren. Bei dem Landpfeiler II stand unter dem Kiese eine dünne eisenschüssige Thonschicht, welche so zäh war, dass die Pfähle, sobald sie bis auf diese Schicht eingetrieben waren, entweder zerbrachen oder nur in sich zusammengeschlagen wurden, ohne tiefer einzudringen. Ein Versuch ergab, dass schwere Rundpfähle von 33^{cm} Durchmesser die Thonschicht durchbrachen. Für das Aussuchen der Pfähle auf dem Lagerplatze, Transport

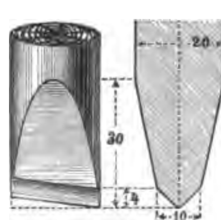


Fig. 216.

derselben nach der Verwendungsstelle und vollständiges Vorrichten der Pfähle zahlte man 1 ℳ. Die Rammarbeiten kosteten für den Strompfeiler I, wo die Pfähle $6\frac{1}{2}$ bis 7^{m} tief in den Boden getrieben werden mussten, 20 ℳ, für die übrigen Pfeiler, bei denen die Eindringungstiefe nur 4 bis 6^{m} betrug, 18 ℳ pro lfd. Meter Pfahlwand. Die tannenen Rammpfähle bezahlte man franco Bauplatz mit $33\frac{1}{2}$ ℳ pro 1^{cbm}. Täglich wurden durchschnittlich 3,5 lfd. Meter Pfahlwand mit einer Ramme ausgeführt.

Am **Kopfe** müssen die Rammpfähle vor dem Einrammen recht eben und senkrecht gegen ihre Axe abgeschnitten werden; dies genügt bei den Zugrammen und den Nasmyth'schen Dampframmen, während bei den Pulverrammen der Pfahlkopf abgerundet oder schräg abgefast wird. Bei den Kunstrammen aber, wo der Bär eine grosse Fallhöhe hat, muss der Kopf eines jeden Pfahles mit einem starken Ringe aus recht zähem Eisen versehen sein, um das Spalten und Zerschlagen der Pfähle zu verhindern. Sobald ein Pfahl bis zur gehörigen Tiefe eingerammt ist, schneidet man das obere Ende ab und benutzt den Ring wieder für die folgenden Pfähle. Von allen bisher versuchten Pfahlringen haben sich die aus Flacheisen zusammen geschweissten, etwas conisch zugeschnittenen Ringe von mindestens 25^{mm} Stärke und 6 bis 10^{cm} Höhe am besten bewährt. Damit etwa gesprungene Ringe ohne Aufenthalt für die Rammarbeiten wieder geschweisst werden können, muss man für jede Kunstramme 5 bis 8 Ringe anschaffen.

Für die Ausführung der schweren Rammarbeiten zur Fundirung der Weichselbrücke bei Thorn zeigten sich die gewöhnlich angewendeten Pfahlringe zu schwach, indem schon nach wenigen Schlägen die Holzfasern der Pfahlköpfe zerstört waren; hierdurch wurde die Schlagwirkung des Bären geschwächt und daher ein öfteres Verschneiden der Köpfe nothwendig. Diese umständliche und zeitraubende Arbeit gab Veranlassung, sehr schwere, 55^{mm} starke und $12,5^{cm}$ hohe, in Gesenken sorgfältig geschmiedete Pfahlringe in conischer Form nach dem in Fig. 217 angegebenen Querschnitt und Grundriss anfertigen zu lassen, die sich in jeder Beziehung als sehr zweckmässig erwiesen, indem bei Benutzung derselben ein Splittern oder Aufstauchen der Pfahlköpfe vollständig aufhörte, wobei jedoch darauf geachtet wurde, dass die vorher sauber bearbeiteten und gehobelten Pfahlköpfe sich den schrägen Flächen des Ringes genau anschlossen.

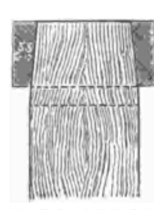


Fig. 217.

Wie sehr die Schlagwirkung des Bärs abgeschwächt wird, wenn der Pfahlkopf weich geschlagen ist, d. h. wenn sich an ihm ein sog. „Bart“ gebildet hat, lehrt eine Beobachtung von J. Wittemore *(Transact of the American Society of Civil-Engineers, Novemb. 1883)*. Hier wurde mit einer Nasmyth'schen Dampframme von 1270^{kg} Bärgewicht, 914^{cm} Hub und 65 Schlägen pro Minute ein Pfahl, dessen Bart man sorgfältig abgeschnitten hatte, mit 5228 Schlägen eingerammt, während genau unter denselben Verhältnissen und zu der gleichen Tiefe eingerammt, ein anderer Pfahl, dessen Bart man nicht entfernt hatte, 9923 Schläge erforderte; die Rammwirkung war durch den Bart also fast auf die Hälfte abgeschwächt.

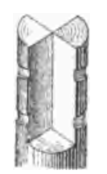
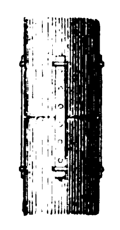
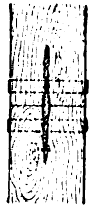

Fig. 218.


Fig. 219.

Wenn ein Pfahl mit seiner ganzen Länge eingerammt ist und derselbe noch keinen hinreichend festen Stand hat, so kann man veranlasst sein, den Pfahl aufzupfropfen und ihn so zu


Fig. 220.


Fig. 221.

verlängern; dies geschieht nach Fig. 218 bis 221. Am wenigsten fest ist Fig. 218 mit Kreuzzapfen und umgelegten Ringen, da hierbei leicht ein Aufspalten der Pfahlenden eintritt. Die Verbindung Fig. 219, durch einen gusseisernen Schuh, ist zwar zuverlässig, aber umständlich zu beschaffen, indem man erst ein Modell von dem Schuh anfertigen lassen und dann auf den Guss warten muss; man wird davon also nicht leicht Gebrauch machen. Die Verbindung in Fig. 220 ist durch 4 Eisenschienen hergestellt und leicht ausführbar; damit hier aber die Hirnholzfasern der Pfahlenden nicht ineinander getrieben werden, ist es empfehlenswerth, eine Platte dazwischen zu legen, die aus Blei- oder Eisenblech bestehen kann. Bei der in Fig. 221 dargestellten Verbindung ist ein eiserner Dorn angewendet, der an beiden Enden Widerhaken hat. Am zweckmässigsten und einfachsten dürfte eine solche Verbindung sich dadurch herstellen lassen, dass man in beide Pfahlenden mit dem Centrumbohrer genau in der Mitte ein 2,5 bis 3^{cm} weites und etwa 15^{cm} tiefes Loch herstellt und darin einen Dorn aus Rundeisen einsetzt, zwischen die Pfahlenden eine Bleiplatte legt und aussen noch einen 12 bis 15^{cm} hohen schmiedeeisernen Ring anwendet, worin jedes Pfahlende zur Hälfte eingreift.

§ 9. Eintreiben oder Einspülen von Pfählen und Spundbohlen mittelst Druckwasser.

Das Seite 13 erwähnte Jenson'sche Bohrverfahren wurde in neuester Zeit vielfach zum Eintreiben von Pfählen und Spundbohlen benutzt. Im Jahre 1853 mussten beim Bau der Ulverstone-Lancaster Eisenbahn in England über die in der Morecombbai vorkommenden Sandfelder 2 Viaducte erbaut werden, zu deren Fundirung der bauleitende Ingenieur Brunlees Schraubenpfähle anwenden wollte. Der Patentinhaber verlangte aber dafür eine sehr hohe Prämie, weshalb Brunlees gusseiserne Scheibenpfähle mit Hilfe von Druckwasser in den Sandboden zu senken versuchte *(Zeitschr. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover, Bd. 5).* Er benutzte hierzu hohle gusseiserne Pfähle von 25^{cm} Durchmesser und 19^{mm} Wandstärke, die nach Fig. 222 unten mit einer Scheibe von 77^{cm} Durchmesser versehen sind. Diese Scheibe hat unten 6 radiale Rippen und in der Mitte eine $7{,}6^{cm}$ weite Oeffnung, durch welche das 5^{cm} weite schmiedeeiserne Rohr für das Druckwasser hindurch ging. Dieses Rohr war oben mit einer Pumpe verbunden, die von einer 6pferd. Dampfmaschine in Betrieb gesetzt wurde. Der in den Grund einzusenkende hohle Pfahl wurde zwischen Pontons nieder gelassen und in der richtigen Stellung erhalten, sodann leitete man Druckwasser durch das innere Rohr und drehte den Pfahl hin und her, wobei die 6 unteren Rippen den Sand auflockerten und das ausströmende Wasser denselben unter der Scheibe wegspülte, so dass der Pfahl sinken musste. Auf solche Weise sollen die Pfähle hier in 10 Minuten oft 1^{m} tief eingespült sein.

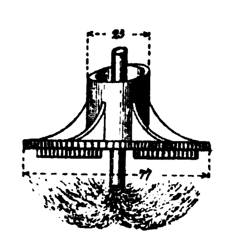


Fig. 222.

Das Einspülen hölzerner Pfähle ohne gleichzeitiges Drehen des Pfahles ist nachher vielfach durchgeführt worden. Bei diesem Verfahren befestigte man zumeist ein Rohr an dem Pfahl, derart, dass das Druckwasser beim Niedergange des Pfahles stets an der Spitze desselben ausströmt. Die Zuführung des Druckwassers kann durch einen Schlauch geschehen, der mit einer Pumpe oder Feuerspritze in Verbindung steht.

Der Civilingenieur John M. Glenn hatte im Jahre 1862 während des amerik. Bürgerkrieges die Bai von Mobile gegen das Einlaufen der nordstaatlichen Flotte zu

versperren. Das Fahrwasser ist hier 3,2^{km} breit und der Untergrund besteht aus Sand. Glenn versperrte das Fahrwasser durch 10 hintereinander stehende Pfahlreihen, wobei die 0,5 bis 1^{m} starken Pfähle in etwa 3,3^{m} Abstand von einander im Versatz gestellt und wenigstens 3,5^{m}, höchstens 6,5^{m} tief in den Boden eingetrieben und sodann 1 bis 1,3^{m} über dem Grunde abgesägt waren *(Deutsche Bauzeitung 1874, S. 261).* Als Hilfsmittel zu dieser Arbeit benutzte Glenn 2 Dampfer, die auf ihrem Deck 20 bis 50 der verschieden grossen Pfähle bergen konnten. Zur Hebung und Aufstellung der Pfähle auf den Seegrund wurde in der Mitte jedes Dampfers ein etwas seitwärts auslegender Bock errichtet und mit 5 Flaschenzügen versehen. Ebenfalls in der Mitte jedes Dampfers war sodann eine Dampffeuerspritze aufgestellt, deren Schieberkasten direct mit dem Dampfkessel des Schiffes in Verbindung gebracht wurde, um einen recht kräftigen Strahl der Spritze zu erzielen. Das Saugrohr war direct in das Seewasser gehängt. Vom Windkessel aus ging ein etwa 16^{m} langer Schlauch mit einem 3^{cm} weiten Rohrende nach dem Pfahl. Dieses Rohrende wurde durch 2 in der Nähe der Pfahlspitze eingeschlagene Krampen geschoben und während des Einsinkens der Pfähle mit einer am Mundstücke angebrachten, und von einem auf dem Schiffe stehenden Manne angezogenen Hanfleine stets in der Tiefe der Pfahlspitze erhalten.

Wenn der Pfahl im Flaschenzuge niedergelassen war, setzte man den Wasserstrahl in Bewegung, der sofort den Sand wegspülte und den Pfahl mit einer Geschwindigkeit von etwa 0,3^{m} in der Secunde zum Einsinken brachte. Sowie der Pfahl die nöthige Tiefe erreicht hatte, liess der Mann die Leine los und zog dagegen den Schlauch vom Pfahl herauf, bis das Mundstück in seiner Hand war; erst dann wurde die Spritze ausser Gang gesetzt. Während dieser Arbeit hatte der Grund ca. 0,6^{m} seiner Höhe verloren, aber jeder Pfahl stand unbeweglich. Als Glenn 5000 Pfähle auf diese Weise eingetrieben hatte, wurde er zu andern Diensten im Felde verwendet. Glenn behauptet schon im Jahre 1853 derartige Arbeiten ausgeführt zu haben.

Im Hamburger Niederhafen wurden bei einer Wassertiefe von 2,5 bis 6,5^{m} unter Hochwasser in ähnlicher Weise Pfähle in den Sandboden eingespült *(Deutsche Bauzeitung 1873, S. 92)* und dabei gute Resultate erzielt.

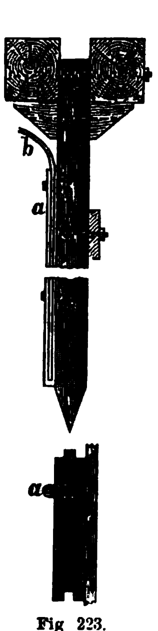


Fig 223.

Wie Wendland mittheilt *(Zeitschr. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1877, S. 371)*, wurden bei der Wahl einer Brückenbaustelle der Posen-Belgarder Eisenbahn Versuche angestellt, um Spundwände ohne Rammen mittelst Druckwasser in den Sand einzutreiben. Der Boden bestand aus einer 2,7^{m} starken Torfschicht, die auf steinlosen Triebsand von grosser Mächtigkeit lagerte. Es wurde eine 5,5^{m} lange, 12 bei 21^{cm} starke kieferne Bohle an ihrer Breitseite nach Fig. 223 mit einem Gasrohr *a* von $^{31}/_{36}$^{mm} Durchmesser so verbunden, dass sich dasselbe nicht nach oben schieben konnte. In dieses wurde ein engeres Rohr *b* von $^{19}/_{25}$^{mm} Durchmesser lose hineingesenkt und mit dem Schlauche einer Druckpumpe in Verbindung gebracht. Der Versuch, die Bohle unter Weglassung des innern Rohres zu senken, misslang, was wohl der zu schwachen Pumpe zuzuschreiben war. Am Kopfe der Bohle waren 2 starke Querhölzer mittelst Knaggen und Schraubenbolzen befestigt, welche zur Aufnahme der Belastung dienten. Nachdem man sich an 2 Bohlen die nöthige Uebung verschafft hatte, wurde die 3. Bohle gesenkt, die von unten nach oben in Decimeter eingetheilt war. Eine Belastung von 700^{kg} drückte die Bohle bequem durch den Torf. Jetzt

wurde die Pumpe durch 5 Mann in Thätigkeit gesetzt und die Bohle sank in 5 Minuten von 2,7 auf 3,6^{m} Tiefe. Man liess nun im Pumpen eine Pause eintreten und vermehrte die Belastung auf 789^{kg}, wodurch ein ruckweises Sinken bis auf 3,75^{m} Tiefe erfolgte. Die Pumpe arbeitete nun wieder 1 Min., dann wurde die Belastung auf 939^{kg} erhöht, welche ein ruckweises Sinken bis auf 3,9^{m} Tiefe veranlasste. Nachdem wieder 6 Min. lang gepumpt war, brachte man die Belastung auf 1100^{kg} und nach 15 Min. vom Beginne des Pumpens war eine Tiefe von 4,5^{m} erreicht; die Bohle drang also in 15 Minuten 1,8^{m} tief in den Sand ein.

Der entlasteten Bohle gab man dann noch 70 Schläge mit einer Handramme von 50^{kg} Gewicht, wodurch dieselbe noch 0,2^{m} tiefer drang, so dass sie nach Verlauf von 37 Min. vollständig feststand und 2^{m} tief im Sande steckte. Beim Senken kam der Sand an allen Seiten der Bohle nach oben. Hauptsache beim Senken war, das innere Rohr immer in der richtigen Höhe zu halten, damit der Wasserstrahl voll wirken konnte. Wie beim Rammen das Versetzen der Ramme, so ist beim Einspülen das Be- und Entlasten der Bohle zeitraubend und daher theuer; durch entsprechende Vorrichtungen kann dieser Uebelstand jedoch bedeutend herabgemindert werden.

Bei einer hölzernen Jochbrücke über die Spree in Moabit-Berlin sind die Pfähle ebenfalls mittelst Wasserspülung eingesenkt worden, worüber Wieck berichtet *(Deutsche Bauzeitung 1877, S. 481)*.

Beim Bau der Brücke über die Sorge bei Alt-Dollstädt, Kreis Pr. Holland in der Provinz Ostpreussen waren für den Bau der Landpfeiler Spundwände von 58^{m} Länge und 15^{cm} Stärke in 30 bis 35^{cm} Breite zu rammen bis auf — 0,6^{m} des Pegels *(Wochenblatt für Archit.- und Ing. 1881, S. 128)*. Das Einrammen wurde zunächst mit einem 400^{kg}, später mit einem 475^{kg} schweren Rammbär mittelst einer gewöhnlichen von 24 Mann bedienten Zugramme versucht, schritt aber so langsam vorwärts, dass jede Spundbohle 10 bis 11 stündige Rammung erforderte. Man versuchte deshalb, das Rammen unter gleichzeitiger Anwendung von Druckwasser.

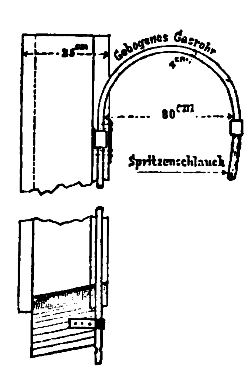


Fig. 224.

Zu diesem Zwecke wurde in die Nuthe der Bohle ein Gasrohr von 4^{cm} lichter Weite gelegt. Dasselbe wurde unten zusammengeschweisst und oben, nach Fig. 224, vermittelst eines im Durchmesser von 80^{cm} gebogenen Rohrs von gleicher Weite mit dem Schlauche einer Feuerspritze verbunden. An der Spitze hatte das Rohr unten eine Oeffnung von 10^{mm} Weite und 2 seitliche einander gegenüberstehende Oeffnungen von 20 bezw. 13^{mm} Durchmesser. Die äussere seitliche Oeffnung von 13^{mm} wurde nachträglich angebracht, um das Ausziehen des Rohres zu erleichtern.

Die Feuerspritze wurde von 6 bis 8 Mann im langsamen Tempo bedient; der Kolben hatte ca. 200^{qcm} Fläche. Gleichzeitig mit dem Einspritzen wurde die Bohle mit einem leichten Bär in kurzen Schlägen mit nur 0,3^{m} Hubhöhe eingerammt, um das Eindringen zu erleichtern. Während des Rammens durfte das Einspritzen nicht unterbrochen werden, weil sonst das Rohr sich sofort mit Sand füllte. Damit für die Betonirung der Untergrund nicht aufgelockert wurde, hat man die Bohlen nur bis auf + 0,5^{m} Pegel eingespritzt und dann sofort, nachdem das Gasrohr gelöst und herausgezogen war, noch mittelst eines 350^{kg} schweren Bärs mit 1,1 bis 1,2^{m} Hubhöhe bis auf — 0,6^{m} Pegel eingerammt. In solcher Weise gelang es, durchschnittlich in 1,5 bis 2 Stunden eine Bohle einzurammen, wofür ohne Einspritzen 10 bis 11 Stunden

erforderlich waren. Da die Bohlen nur einzeln eingetrieben werden konnten, mussten dieselben sehr sorgfältig geführt werden; zur Erleichterung der Führung wurden dieselben doppelt schräg angeschnitten. Es musste auch darauf geachtet werden, dass der Wasserstrahl aus der grösseren seitlichen Oeffnung genau in der Richtung der Schneide spritzte.

Bei dem vom Baurathe Lilly entworfenen, in den Jahren 1879 bis 1881 unter Leitung des Architekten Pfeifer ausgeführten Gerichtsgebäudes zu Braunschweig konnte ein grosser Theil der Pfähle wegen der benachbarten Gebäude nicht mit der Ramme niedergetrieben werden, daher hat man dieselben nach Fig. 225 eingespült *(Centralblatt der Bauverwaltung 1882, S. 467. Deutsche Bauzeitung 1882, S. 225 u. 612).* Zu beiden Seiten des Pfahles wurden 5^{cm} weite eiserne Druckrohre mittelst leichter Krampen befestigt und nach der Spitze des Pfahles zu gebogen. Oben sind diese Rohre nach Fig. 225 durch Gummi-Spiralschläuche mit den Hydranten der städtischen Wasserleitung verbunden. Der Druck in dieser Wasserleitung beträgt höchstens 4 Atm., ist aber meistens viel geringer. Einige Pfähle sind auch mit Hall's Pulsometer eingespült worden.

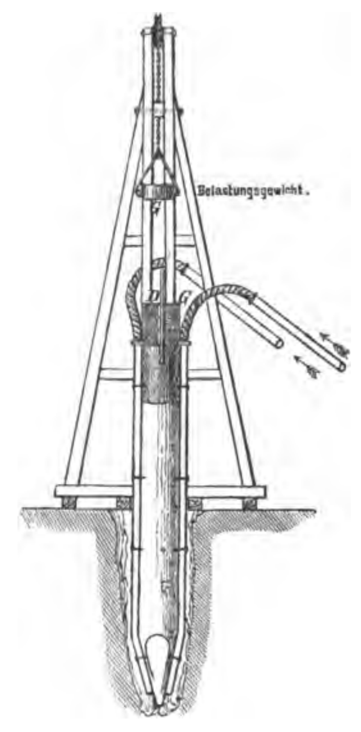


Fig. 225.

Die Pfähle wurden vor Kopf mit einem Bohrloche versehen und darin wurde ein 1^{m} langer eiserner Dorn *D* eingesetzt, der die 100^{kg} schweren gusseisernen Belastungsgewichte *G* aufzunehmen hatte, wenn der Pfahl an zu schwimmen fing. Das Auflegen der Gewichte geschah durch ein leichtes Rammgerüst mittelst Bockwinde und Klauenzange. Die 6^{m} langen, 30^{cm} starken Pfähle sind bis auf 5^{m} eingespült, während das letzte Sechstel mit einem 700^{kg} schweren Rammbären nachgerammt wurde. Hier sind 263 Pfähle mit Wasser eingespült und durchschnittlich brauchte jeder Pfahl 10 Minuten, bis derselbe auf eine Tiefe von 5^{m} eingesunken war. Die geringste Zeit, welche 1 Pfahl zum Einspülen erforderte, betrug 2 Min., die längste Zeit 30 Minuten. So lange das Wasser an der Spitze des Pfahles wirkte, war derselbe leicht zu bewegen, und es zeigte sich, dass eine leichte drehende Bewegung das Einsenken beförderte. Sobald der Zufluss des Wassers abgestellt war, schlämmte der Boden an den Pfahl sehr fest an. Hindernisse in 2 bis 3^{m} Tiefe, wie alte Faschinen, Thonschichten von 0,2 bis 0,3^{m} Mächtigkeit und alte Baumstämme wurden vom Wasser und Pfahl entweder durchbohrt oder beseitigt. Das Herausziehen der Druckrohre durch die Bockwinde, nach dem Einspülen, machte keine Schwierigkeit.

Die eingespülten Pfähle wurden zum Theil durch Eisenbahnschienen mit 50000^{kg} belastet, ohne dass sich eine Einsenkung zeigte, einerlei, ob die Pfähle rasch oder langsam eingespült waren. Ueber die Kosten der Einspülung wird bemerkt, dass 1 Pfahl in die Baugrube zu schaffen, zu armiren und einzusenken mit 4 *M* verdungen war, wobei jedoch Wasser und Geräthe bauseitig geliefert sind. Die 250 Stück mit der städt. Wasserleitung eingesenkten Pfähle erforderten 1904^{cbm} Wasser, oder für jeden Pfahl 7,6^{cbm}, zu 15 Pf. für 1^{cbm}. Beim Einsenken waren 7 bis 8 Mann beschäftigt, welche höchstens 14 Pfähle, durchschnittlich aber nur 6 Pfähle täglich einsenkten.

Die Kosten für die zum Einsenken und Nachrammen erforderlichen Geräthe haben etwa 1000 ℳ betragen; da sie aber gut erhalten blieben, so können sie nur mit 500 ℳ in Rechnung gezogen werden. Es betrugen die Kosten für 1 Pfahl, ohne Ankauf, Entrinden und Zurichten an:

Arbeitslohn	4,00 ℳ
Wasser	1,14 „
Geräth	1,90 „
Reparatur etc.	0,46 „
zusammen	7,50 ℳ.

Die übrigen Pfähle sind mit Dampframmen von Menck & Hambrock eingerammt, doch wurde des Vergleiches wegen auch ein Theil der Pfähle mit der gewöhnlichen Kunstramme eingetrieben, wobei sich die nachstehenden Kosten für den 6^m langen Pfahl bei beiden Methoden herausstellten:

	Kunstramme:	Dampframme:
Anschaffungskosten . . .	1,665 ℳ	2,65 ℳ
Betriebskosten	7,000 „	4,00 „
zusammen	8,665 ℳ	6,65 ℳ

Das Einspülen stellte sich hier also noch theurer als das Eintreiben mit der Dampframme.

Wegen der Erschütterungen ist aber das Rammen an Flüssen in der Nähe von Hochbauten meist gefährlich und hier ist dann das Einspühlen der Pfähle sehr am Platze, wenn man nicht vorzieht, auf Senkbrunnen zu fundiren.

Die bisherigen Erfahrungen des Einspülens haben gezeigt, dass dasselbe bei Sand-, Kies- und Lehmboden vortheilhaft ist, bei Torf- und namentlich bei Thonboden aber nicht zur Anwendung gelangen sollte. Beim Einspülen kann man dadurch erheblich an Druckwasser sparen, dass man das Wasser nicht mit zu grossem Drucke unter dem Pfahl ausströmen lässt. Für Tiefen von 8^m genügt erfahrungsmässig eine Pressung des Druckwassers von 2 Atmosphären. Für Dampframmen ist es empfehlenswerth, den Kessel etwas grösser herstellen zu lassen, als ihn die Ramme erfordert, damit er noch eine Druckpumpe zum Einspülen der Pfähle und Spundwände nebenbei betreiben kann.

Die Wasserspülung ist von H. F. Wallmann in Hannover (D. R.-P. No. 11767) auch zur Senkung ganzer Fundamentkörper vorgeschlagen worden. Diese in Fig. 226 und 227 in den Grundrissen und Querschnitten dargestellte Fundirungsmethode stützt sich darauf, dass ein Kasten, der das Fundament tragen soll, an seiner untern Seite mit Röhren versehen wird, die zum Theil als Druck-, zum Theil als Saugröhren dienen. Das Wasser muss den zwischen den Röhren liegenden Erdboden passiren und reisst denselben mit sich fort. Auf diese Weise wird der Erdboden unter dem Fundamente weggespült und dasselbe zum Sinken gebracht. Im Schlick, Lehm und Sandboden soll diese Methode anwendbar sein; doch muss der Boden vorher untersucht werden, und Stellen, welche grössere Steine oder Baumstümpfe enthalten, muss man umgehen. Fig. 226 zeigt einen runden Fundamentkasten, der aus dem Boden B und der

Fig. 226.

Fig. 227.
Fundirung der Wasserspülung.

Seitenwand *W* zusammengenietet ist. Der Boden hat Druckröhren *d* und Saugröhren *s*, die keilförmig im Querschnitte mit der Spitze nach unten gerichtet und mit Löchern versehen sind. Die Druckwasserzuleitungsröhren *D* und Saugwasserableitungsröhren *S* sind mit den entsprechenden Röhren *d* und *s* so verbunden, dass auf jede der Röhren *D* und *S* ein nahezu gleich langes Stück der Röhren *d* und *s* kommt, und sind die Röhren diesem entsprechend durch Querwände getheilt. Es soll dadurch erreicht werden, dass der Erdboden gleichmässig unter dem Kasten fortgespült wird und dadurch der Kasten mit dem darin befindlichen Mauerwerk gleichmässig sinkt. Diese Fundirungsmethode dürfte erheblich theurer werden als Senkbrunnen, und wenn Hindernisse bei der Senkung auftreten, so lassen diese sich fast gar nicht beseitigen.

§ 10. Vorrichtungen zum Abschneiden und Ausziehen der Pfähle.

In vielen Fällen müssen die eingerammten Pfähle oder Spundwände unter Wasser genau in einer bestimmten Höhe wagerecht abgeschnitten werden; zu diesem Zweck wird die sog. Grundsäge angewendet, deren Einrichtung ziemlich verschiedenartig ist, wobei aber die eigentliche Säge immer ziemlich stark geschränkte Zähne erhalten muss, damit das Sägenblatt sich in dem Schnitte nicht festklemmt. Fig. 228 zeigt die Pendel- oder Schwungsäge, wobei ein gewöhnliches Sägeblatt in einem hohen Rahmen eingespannt ist, der um eine horizontale Axe *a* schwingt und durch die bei *c* angreifenden schrägen Zugstangen von 2 bis 6 Mann in Bewegung gesetzt wird, um den Pfahl *f* abzuschneiden. Der eiserne Rahmen, in dem die Säge eingespannt ist, wird hinter dem Sägeblatte durch einen gekrümmten Bügel auseinander gehalten und lehnt sich

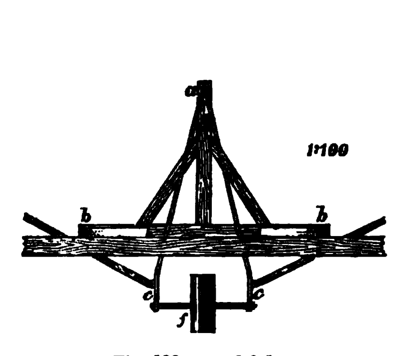



Fig. 228. Pendelsäge.

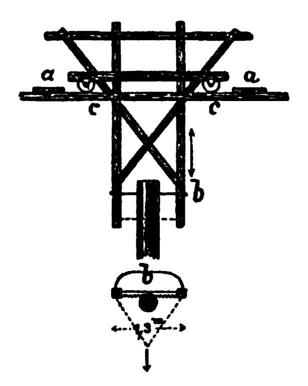


Fig. 229. Horizontalsäge.

an die Mittelschwelle des Bockes; diese ist in den Querschwellen *b* eingezapft; es muss daher der ganze Bock mit dem Fortschreiten der Säge auf dem Gerüste verschoben werden. Da bei dieser Säge jeder Zahn einen Kreisbogen beschreibt und die Abstände der Zähne von der Drehungsaxe verschieden sind, so muss das Blatt sich bei der Bewegung der Säge merklich durchbiegen, daher kann die Schnittfläche keine Ebene bilden, was indess in vielen Fällen kein grosser Nachtheil ist. Beim Bau der Weichselbrücke in Graudenz wurden mit einer Pendelsäge von 3 Arbeitern in 12 Arbeitsstunden 15 Pfähle abgeschnitten.

Die in Fig. 229 dargestellte Horizontalsäge liefert eine ebene Schnittfläche, indem sie mit 4 Rollen auf den Balken *c* hin und her bewegt wird, wobei die Arbeiter auf den Brettern *a* stehen. Bei *b* ist ein eiserner Bügel angebracht, der das

Gerüst zusammenhält. Beim Sägen muss das Gerüst durch eine Leine gegen den Pfahl gezogen werden. Die ganze Anordnung ist wacklig und daher nicht zur Anwendung zu empfehlen.

Kreissegmentsäge.

Fig. 230. Vorderansicht. Fig. 231. Seitenansicht.

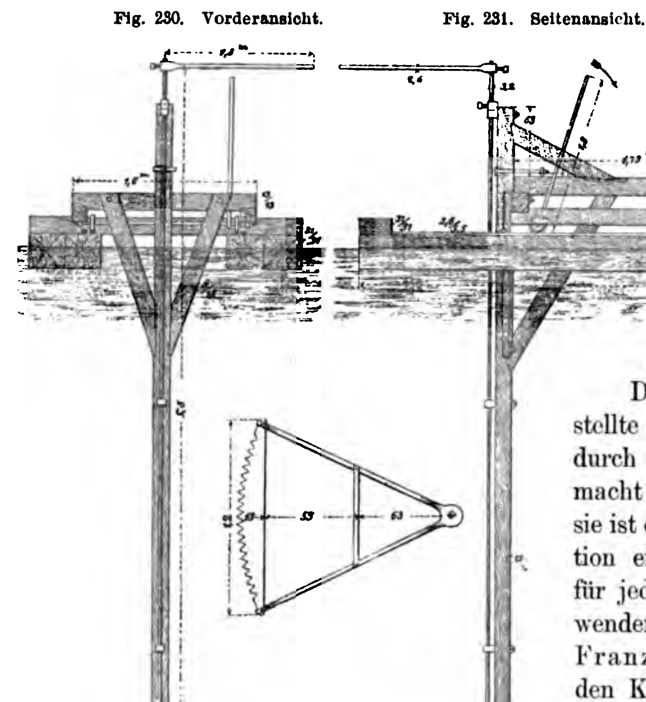


Fig. 232. Grundriss.

Die in Fig. 230 bis 232 dargestellte **Kreissegmentsäge** lässt sich durch 2 Arbeiter leicht bewegen und macht einen ebenen horizontalen Schnitt; sie ist eine sehr zweckmässige Construction einer Grundsäge, zumal sie sich für jede Wassertiefe gleich bequem anwenden lässt. Diese Säge wurde von **Franzius** beim Bau der Hellinge für den Kriegshafen an der Kieler Bucht *(Zeitschr. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1876, S. 49)* in 4 Exemplaren zur Anwendung gebracht. Jede von 2 Arbeitern bediente Segmentsäge schnitt bei 2 bis 3^{m} Wassertiefe täglich 9 Rundpfähle, bei 4 bis 5^{m} Wassertiefe 5 bis 6 Rundpfähle. Die grösste beobachtete Leistung einer Säge bestand im Abschneiden von 20 Stück 20 $\times$ 30^{cm} starker Spundpfähle bei einer Wassertiefe von 4^{m}; im Durchschnitt wurden jedoch täglich nicht mehr als 8 bis 10 Spundpfähle geschnitten. Eine Pendelsäge, die von 1 Zimmermann und 6 Arbeitern bedient wurde, schnitt bei 4 bis 5^{m} Wassertiefe durchschnittlich 7 bis 8 Pfähle 15^{cm} hoch über dem Boden ab, während eine grosse Kreissäge es nur auf 2 bis 3 Pfähle täglich brachte. Aus Fig. 230 bis 232 dürfte die Einrichtung der Segmentsäge ohne Weiteres zu ersehen sein; der Vorschub erfolgt mittelst einer auf der Vorderaxe des Wagens drehbaren Handhabe durch Zahnräder und Zahnstangen. Die Säge ist hier auf einem schwimmenden Gerüste aufgestellt, was nur bei ruhigem Wasser und constanter Höhe desselben

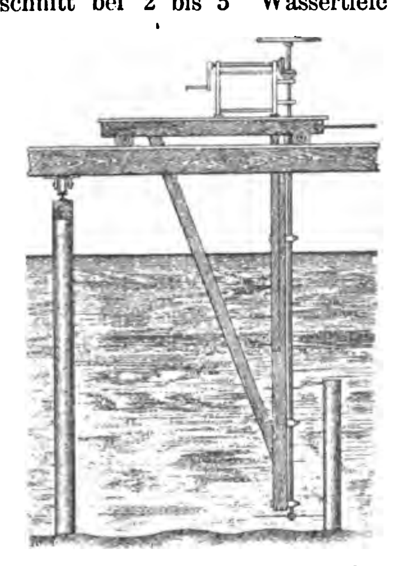


Fig 233. Kreissäge mit Handbetrieb.

thunlich ist, im andern Falle muss sich der Wagen der Säge auf einer festen Rüstung bewegen.

Eine Kreissäge zum Abschneiden der Pfähle unter Wasser zeigt Fig. 233. Dieselbe wird mittelst Handkurbel und conischer Räder, von einer horizontalen Welle aus, durch 2 Arbeiter in Bewegung gesetzt; es kann aber auch die verticale Welle durch oben befestigte Handhaben direct gedreht werden. Das Verschieben des Wagens erfolgt durch ein Seil, welches um die Trommel einer Windevorrichtung gelegt sein kann, und entsprechend langsam und regelmässig angezogen wird. Ein Uebelstand der Kreissägen ist die zunehmende Breite des Schnittes beim Eindringen der Säge in den Pfahl und der dadurch zunehmende Kraftverbrauch, was indess beim Maschinenbetriebe von keiner Bedeutung ist.

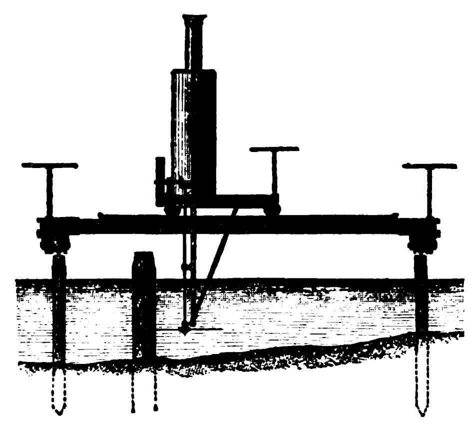


Fig. 234. Kreissäge mit Maschinenbetrieb.

Fig. 234 zeigt die Anordnung einer derartigen Kreissäge, wie sie von Menck & Hambrock in Ottensen-Hamburg ausgeführt wird. Dieselbe besteht aus einem eisernen Unterwagen, auf dem ein Oberwagen läuft, der die transportable Dampfmaschine mit Kreissäge trägt. Diese sitzt auf einer verticalen Welle und schneidet die Pfähle bis 4^m unterhalb der Laufschienen des Unterwagens. Für die Fortbewegung beider Wagen sind Antriebs-Mechanismen für Handbetrieb vorhanden. Preis eines derartigen Apparates mit Unterwagen von 7^m Länge, Dampfmaschine von 4 Pferdekräften und mit einem Reserve-Sägenblatt ist 4000 *M*; Gewicht 5000^kg.

Eine amerikanische Kreis-Grundsäge ist in Fig. 235 und 236 dargestellt *(Engineering News, Jan. 1883).* Das Sägenblatt ist unten an einer eisernen Welle befestigt, die in 3 Lagern geführt wird. Diese Lager sind an einem starken Verticalholze befestigt und die Welle lässt sich darin senkrecht verschieben. Das Gewicht der Welle wird nämlich von einer am Verticalholze befestigten Console aufgenommen, welche die Welle mittelst einer Schraubenspindel und Mutter hält. Durch Drehung der Schraubenmutter bezw. Handrad kann die Sägenwelle gehoben und gesenkt werden.

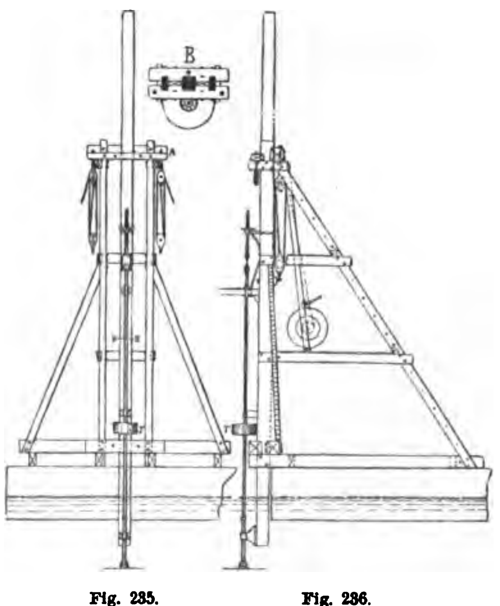


Fig. 235. Fig. 236.
Kreissäge mit Riemenbetrieb.

Der Verticalbalken, der die Sägenwelle mit Stellvorrichtung trägt, wird von einem etwa 7,5^m hohen Gerüstaufbau gehalten. Er ist an diesem Gerüste nicht unverrückbar befestigt, sondern lothrecht verschiebbar und in verschiedenen Höhen gatterartig feststellbar. Sein Heben und Senken mit der daran hängenden Sägenwelle er-

folgt durch Flaschenzüge und eine kleine Handwinde, um deren Trommel sich die Zugleinen der Flaschenzüge legen. Mit den Flaschenzügen stellt man ungefähr passend ein, wogegen man die genauere Einstellung durch die Schraubenvorrichtung bewirkt. Zur Umdrehung der Sägenwelle ist darauf eine Riemenscheibe von 55^{cm} Durchmesser befestigt, die auch verschiebbar ist.

Zur Wiederherstellung der durch Hochwasser und Eisgang beschädigten Pfeiler der Invalidenbrücke zu Paris benutzte man die in Fig. 237 dargestellte Kreisgrundsäge *(Portefeuille économ. des machines, Juni 1881).* Zu ihrer Aufstellung wurde ein Prahm verwendet, auf dessen einem Ende unter leichtem Schutzdache die Locomobile stand, während am andern Ende die Grundsäge arbeitete. Der Prahm von 10^{m} Länge und nur 3^{m} Breite war für den Zweck zu wenig stabil, weshalb er durch nebengelegte, mit ihm festverbundene Flösse *A* eine Aussteifung erhielt. Erforderlich war es, einige Längsstreckhölzer auf den Prahm zu legen und die lothrechte Welle *K* der Grundsäge nicht am Rande des Prahms selbst, sondern auf einem vorkragenden Podium zu befestigen. In Fig. 237 ruht dieser vorkragende Theil auf 2 Bohlen *B*, welche mittelst der Klötze *E* auf den seitlichen Absteifungsflächen lagern, mit denselben durch eiserne Platten und Bolzen *CD* fest verbunden. Die Aussteifung der 6^{cm} starken Sägewelle erfolgte durch 6^{cm} starke Gasröhren.

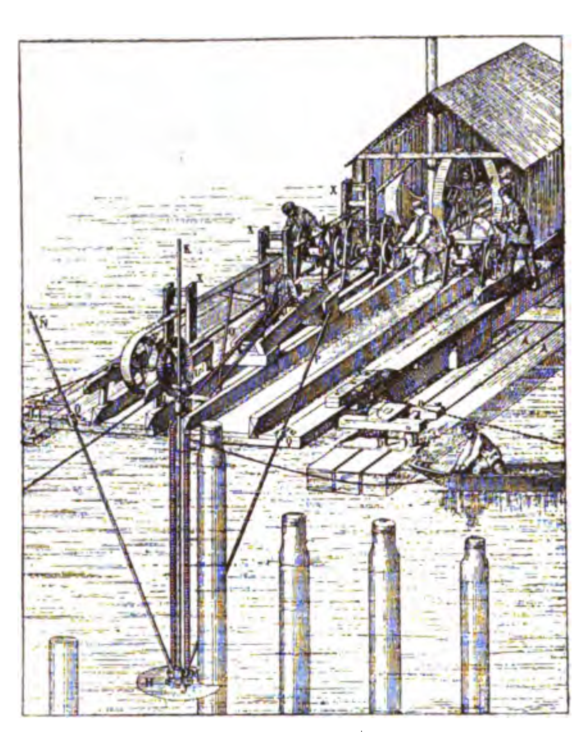
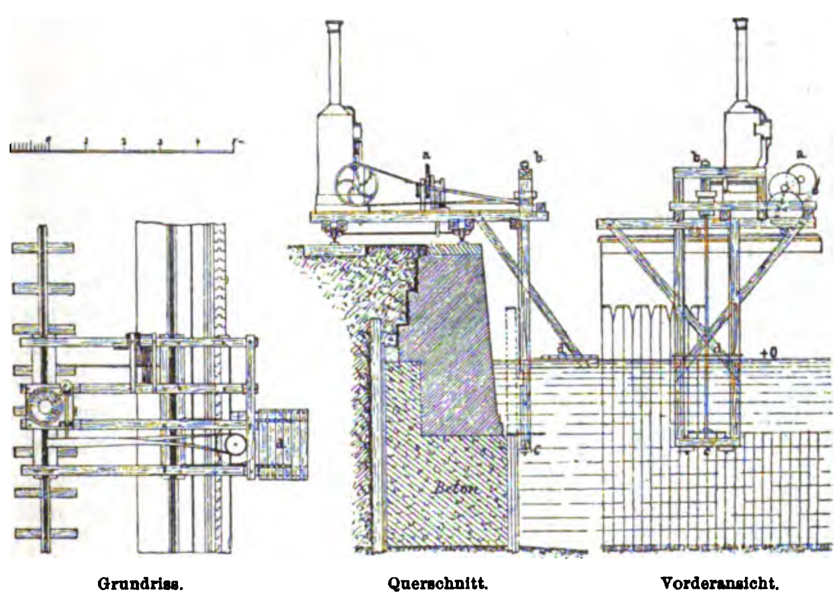


Fig. 237. Grundsäge mit Locomobilbetrieb.

Die Kreissäge war 5^{mm} stark, hatte 1^{m} Durchmesser und 60 Zähne von je 18^{mm} Tiefe bei 29^{mm} Länge; sie machte in der Minute ca. 150 Umdrehungen. Das Anheben der Grundsäge erfolgte durch 2 Gall'sche Ketten, welche über die Rollen *a* geführt, durch die vorderste Handwinde *b c* bewegt wurden. Das Vorgelege der conischen Räder wurde durch die Riemenscheibe *V* und den in 3 Führungen *X* gehaltenen Riemen bewegt. Der Prahm war durch 3 Ankerketten festgelegt, die beiden seitlichen Ketten hatten die Winden *d* und *f*, die vordere die Winde *e*. Am Tage war das Wasser der Seine durch die vielen Dampfschiffe unruhig, weshalb das Abschneiden der Pfähle und Spundwände nur Nachts vorgenommen werden konnte. Zum Durchschneiden eines Pfahles von 30 bis 35^{cm} Stärke waren 6 bis 7 Minuten erforderlich; in 7 Nachtstunden wurden 10 bis 12 Pfähle und 40 bis 50 Spundbohlen von 10^{cm} Stärke abgeschnitten. Die Arbeit einer Nacht erforderte folgende Kosten:

1.	Vorhaltung einer Locomobilen zu jährl. 20% der Kaufkosten (ca. 3000 ℳ) gerechnet, daher, bei 300 Arbeitstagen, pro Tag . . .	2,0 ℳ
2.	Vorhaltung der Grundsäge zu jährl. 20% der Kaufkosten (ca. 1200 ℳ) gerechnet, daher, bei 300 Arbeitstagen, pro Tag	0,8 „
3.	Für Beleuchtung des Prahms	0,6 „
4.	Ein Zimmermann zur Oberleitung, sowie zur Bedienung der mittleren Winde, 7 Stunden à 1 ℳ	7,0 „
5.	Ein Maschinist, ohne Anheizen 8 Stunden Nachtarbeit à 0,75 ℳ .	6,0 „
6.	Drei Arbeiter bezw. Schiffer zur Hilfsleistung, zusammen 21 Nachtstunden à 0,6 ℳ	12,6 „
7.	Zum Kleinmachen der als Heizmaterial benutzten Pfahlabschnitte der vorhergehenden Nacht, 20 Tagesarbeitsstunden à 0,3 ℳ	6,0 „
	Summa	35,0 ℳ

Fig. 238 zeigt die Anordnung einer Kreissäge zum Abschneiden einer Spundwand vor einer langen Kaimauerstrecke in Kiel *(mitgetheilt von B. Stahl im Wochenblatt*



Grundriss. Querschnitt. Vorderansicht.

Fig. 238. Kreissäge mit Locomobilbetrieb.

für Archit.- und Ingenieure 1880, S. 369 u. 467; 1882, S. 326). Das Gewicht der Locomobile bildet hier das nothwendige Gegengewicht gegen die über die Vorderkante der Mauer hinausragende Construction des Sägegerüstes. Das Gerüst war auf Schienen, parallel zur Mauer verschiebbar; das Getriebe *a* bewirkte die Vorwärtsbewegung der Säge. Die Kreissäge selbst sass auf einer 8^{cm} starken Welle, welche bei *b* und *c* in Lagern geführt wurde. Riemenbetrieb bewirkte die Umdrehung der Säge, die nur etwa 250 Umdrehungen pro Minute machte, weil keine grössere Riemenscheibe für die Welle der Locomobile zur Verfügung stand. Das Sägenblatt hatte 1^{m} Durchmesser und war 3^{mm} stark. Die nöthige Versteifung des Bockes der Sägenwelle war nach Fig. 238 durchgeführt und zur Führung des Gerüstes längs der Spundwand dienten die beiden, an dem Querholz unterhalb der Säge angebrachten Führungsrollen *c*. Sie dienten als Druckrollen gegen die Spundwand, und um die Rollen entsprechend

an die Spundwand anzudrücken, wurde Ballast auf das Podium *d* gelegt. Die geringen Bewegungen der ganzen Maschine senkrecht zur Kailinie, welche durch kleine Unregelmässigkeiten der Spundwandlinie nöthig wurden, konnten mit Hilfe von 2 Wagenwinden leicht ausgeführt werden.

Die Maschine schnitt in 49 Betriebsstunden 328 Stück Pfähle oder ca. 93 lfd. Meter Spundwand ab, also stündlich 6,7 Stück Pfähle oder 1,9^{m} Spundwand. An Personal war erforderlich: 1 Maschinist, 1 Heizer, 2 Zimmerleute und 2 Handlanger. Verbraucht wurden 2600^{kg} Steinkohlen, 2,9^{kg} Oel und 2,9^{kg} Talg. Es stellte sich hiernach 1^{m} Spundwand abzusägen auf ca. 2,11 ℳ, oder 1 Spundpfahl auf 0,6 ℳ. Dem Betriebe stellten sich vielfach Hindernisse entgegen, indem der Kai mit Holz besetzt war u. s. w.

Bei einer späteren Betriebsperiode der Kreissäge wurden in 14 Betriebsstunden 196 Stück Pfähle oder ca. 55^{m} Spundwand abgeschnitten, also stündlich 14 Stück Pfähle bezw. 4,2^{m} Spundwand. Die Maximalleistung betrug 16 Stück Pfähle pro Stunde. Das Personal hatte sich mit der Bedienung der Maschine mehr eingeübt und es konnte dasselbe auf 1 Maschinisten, 1 Zimmermann und 2 Arbeiter reducirt werden. Die Betriebskosten pro 1^{m} Spundwand stellten sich auf 0,7 ℳ, und für 1 Pfahl auf 15 Pfennige.

In einer 3. Betriebsperiode war die vor einer 180^{m} langen Kaimauerstrecke stehende Spundwand 2^{m} unter 0 abzuschneiden, wobei der Kai diesmal vollständig frei war. Die Maschine schnitt nun in 27 Betriebsstunden 620 Stück Pfähle oder 180^{m} Spundwand ab, somit pro Stunde ca. 23 Pfähle, oder 6,7^{m} Spundwand. Die Maximalleistung war 41 Pfähle pro Stunde. Die Kosten für 1^{m} Spundwand stellten sich auf ca. 0,48 ℳ, oder für 1 Pfahl auf ca. 14 Pf. Rechnet man für das Aufstellen und den Abbruch der Maschine ca. 600 ℳ, so ändern sich die Betriebskosten auf ca. 3,8 ℳ bezw. 1,0 ℳ. Die Beschaffung der Maschine ist nicht eingerechnet.

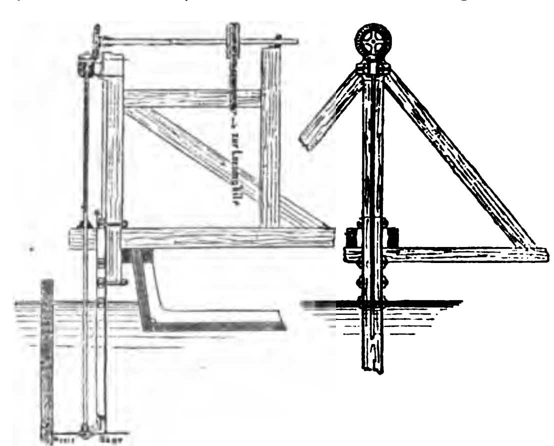


Fig. 239. Kreissäge auf einem Prahm.

Bei den in **Berlin** zur Ausführung gelangten Kaimauern und Brückenpfeilern benutzte man zum Abschneiden der Spundwände ebenfalls eine Kreissäge mit Locomobilbetrieb, wobei die Säge nach Fig. 239 in sehr zweckmässiger Weise auf einem Prahm montirt war. Das Festhalten bezw. Andrücken des Prahmes zum sichern Eingreifen der Kreissäge verursachte hierbei keine Schwierigkeit. Am einfachsten wurde dies durch Herumschlingen zweier Tauenden um die Spundpfahlköpfe selbst bewirkt, deren eines alsdann von einem Arbeiter straff angezogen wurde. Die Kosten stellten sich in diesem Falle auf ca. 1 ℳ pro lfd. Meter Spundwand.

Eingerammtes Pfahlwerk muss man oft wieder **ausziehen**, namentlich dann, wenn Rüstpfähle und Pfähle von Fangedämmen nach Beendigung eines Baues beseitigt werden müssen, oder alte Pfähle noch im Boden stecken, wo neue Fundirungen ausgeführt werden sollen; auch kommt es vor, dass Pfähle beim Einrammen nicht gehörig eindringen oder zersplittern und man sie aus diesem Grunde wieder ausziehen muss.

Ueber den Widerstand, den eingerammte Pfähle beim Herausziehen leisten, berichtet W. Lorenz *(Annales industriel, Mai 1874).* Die Pfähle standen um den Pfeiler No. IV der Maassbrücke zu Rotterdam und trugen das Gerüst. Zum Einrammen derselben hatte man gewöhnliche holländische Rammen mit 500^{kg} schwerem Bär benutzt. Bei der pneumatischen Gründung des Pfeilers zeigte sich, dass der Flussgrund bis 13,75^{m} unter dem Amsterdamer Nullpunkt aus Thon, von 13,75^{m} bis 14,75^{m} aus Torf mit wenig Thon und von 14,75^{m} bis 15,75^{m} aus Thon und Sand bestand. Da die Eindringungstiefe der Pfahlspitzen 11,6^{m} bis 15^{m} unter Null betrug, so rührte demnach der Widerstand gegen das Herausziehen hauptsächlich von der Reibung an den Thonschichten her. In den Flussgrund waren die Pfähle 6,5^{m} bis 12,5^{m} tief eingedrungen; dieselben hatten an der Spitze 0,24^{m} bis 0,7^{m} und an der Oberfläche des Flussgrundes 0,54^{m} bis 0,94^{m} Stärke und eine Länge von 15^{m} bis 18^{m}. Auf 1^{qm} der in den Flussgrund eingedrungenen Mantelfläche des Pfahles reducirt, betrug der Widerstand als Mittelwerth aus 27 Versuchen 1860^{kg}. Die am meisten von diesem Werthe abweichenden Zahlen sind nach der mitgetheilten Tabelle 1247 und 2082^{kg}. Man wird aber die Zahl von 1860^{kg} pro 1^{qm} des eingedrungenen Mantels als Mittelwerth annehmen können. Zum Ausziehen der Pfähle benutzte man Hebel und Winden auf 2 gekuppelten Pontons; aus deren genau gemessener Einsenkungstiefe liess sich der Widerstand leicht berechnen.

Im Allgemeinen erfordert ein Pfahl zum Ausziehen, je nach dem Durchmesser und der Eindringungstiefe desselben, eine Kraft von etwa 8000 bis 20000^{kg}. Man kann daher feststehende Pfähle nur mit Hilfe von starken Hebeln und Windevorrichtungen aus dem Boden heben.

Ein solcher Hebelapparat ist in Fig. 240 dargestellt, bei dem ein Rundpfahl den Hebel oder Wuchtbaum bildet, der an dem einen Ende mit einem kräftigen Eisenbeschlag versehen ist und sich hier mittelst eines starken Bolzens in fest unterstützten Lagern dreht. Eine um den auszuziehenden Pfahl geschlungene Kette wird an dem Eisenbeschlag des Hebels aufgehängt, nachdem der lange Hebelarm durch die angebrachte Windevorrichtung vorher möglichst hoch gehoben war. Zieht nun eine ent-

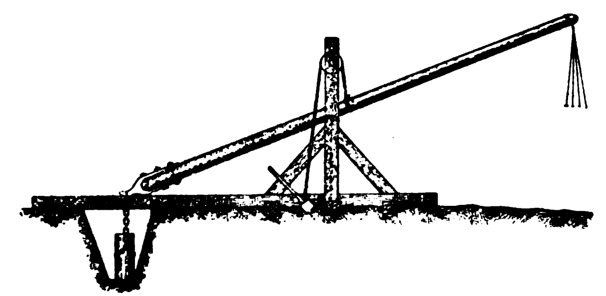


Fig. 240. Hebel zum Ausziehen der Pfähle.



Fig. 241.

sprechende Anzahl Arbeiter den langen Hebelarm abwärts, so wird der Pfahl um ein Geringes gehoben werden. Darauf schlingt man die Kette tiefer an, und wiederholt das Spiel mit dem Wuchtbaum so lange, bis der Pfahl genügend hoch gehoben ist.

Um den zu hebenden Pfahl leichter mit der Kette verbinden zu können, lässt sich der in Fig. 241 dargestellte Ring verwenden, der mit 2 scharfen kräftigen Nasen versehen ist, die beim Anheben des Ringes in den Pfahl eindringen. Dieser Ring dürfte sich wohl da empfehlen, wo Pfähle von gleichem Durchmesser vorkommen und

der Ringdurchmesser der Stärke des Pfahles entspricht. In schwächere und schon mürbe gewordene Pfähle drückt sich der Ring so tief ein, dass er eine fast senkrechte Stellung annimmt und dann entweder den Pfahlkopf abbricht, oder an dem Pfahl hinauf gleitet.

Von Hagen *(Handbuch der Wasserbaukunst, II., S. 223)* wurde der in Fig. 242 dargestellte Wuchtbaum angewendet. Derselbe bestand aus einem 34^{cm} starken Balken von Kiefernholz; seine Länge betrug 11^{m} und war derselbe mit 2 Drehlagern versehen, die von dem Ende 31 bezw. 62^{cm} entfernt waren. Wenn der Pfahl noch fest stand, wurde das vordere Lager benutzt, dann übte der Wuchtbaum an sich schon einen Zug von ca. 14000^{kg} auf den Pfahl aus; wenn aber das hintere Ende mit einem 375^{kg} schweren Rammbär belastet wurde, dann war die Zugkraft des Hebels schon doppelt so gross. Ein 3beiniger Bock, über das hintere Ende des Wuchtbaumes gestellt, diente zum Heben desselben, indem ein Seil, welches in einer am Ende des Wuchtbaumes befestigten Oese gebunden und über eine im Dreifuss hängende eiserne Rolle, sowie über eine andere, unten an dem einen Bein des Dreifusses befestigten Rolle nach einer Erdwinde geführt war.

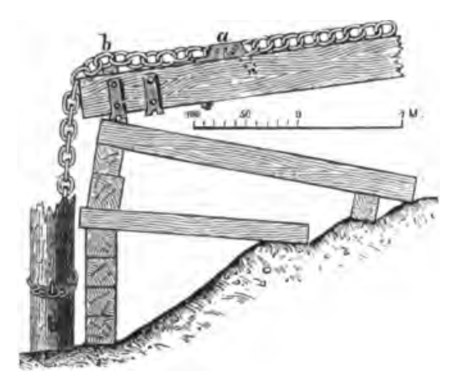


Fig. 242. Wuchtbaum von Hagen.

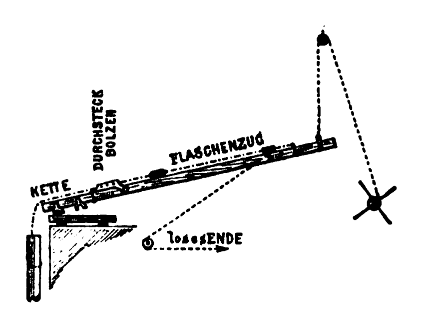


Fig. 243.

Die um den auszuziehenden Pfahl geschlungene Kette lag in einer mit Eisen beschlagenen Austiefung am kurzen Ende des Wuchtbaumes und war dann bei *a* zwischen 2 auf dem Wuchtbaum befestigten 23^{mm} starken Flacheisen hindurchgeführt, worin sie mittelst eines durchgesteckten Bolzens festgehalten werden konnte, wenn der Wuchtbaum den Pfahl anzog. Zwischen dem Ende der Kette und der Oese am langen Ende des Wuchtbaumes war ein Flaschenzug eingeschaltet, durch den man die Kette anholte, wenn der Bolzen bei *a* ausgezogen und das lange Ende des Wuchtbaumes gehoben wurde; in ähnlicher Weise ist diese Anordnung in Fig. 143 dargestellt.

Die aus 3^{cm} starkem Rundeisen hergestellte Kette hatte am untern Ende einen Ring, durch welchen eine Schlinge gebildet wurde, die man über den Pfahlkopf legte und dann fest hinab stiess, worauf man eine Klammer in den Pfahl eintrieb, der die Schlinge gespannt hielt, während eine andere Klammer zu verhindern hatte, dass die Kette nicht etwa längs des Pfahles herauf gezogen werden konnte. Beim ersten Hinabsinken des Wuchtbaumes spannte sich nur die Kette und presste dieselbe den Pfahl so zusammen, dass aus dem anscheinend ganz trocknen Pfahlkopfe eine grosse Menge Wasser herausdrang. Damit nun die Wirkung des einzelnen Zuges möglichst wenig geschwächt wurde, liess man die Kette so lange wie es anging, an einer und derselben Stelle den Pfahl angreifen; nachdem dann das lange Ende des Hebels gehoben und die Kette durch den Flaschenzug kräftig angezogen war, steckte man den Bolzen

bei *a* durch die Kette. Hierdurch war die letztere zwar sicher an dem Wuchtbaum befestigt, sie hatte aber noch nicht diejenige Spannung, welche für den Effect des Zuges am günstigsten war. Der Zimmermann, der die Arbeit leitete, musste daher noch bei *b*, Fig. 242, zwei eichene Keile unter die Kette treiben und so lange anziehen, bis die Kette beim Anschlagen mit dem Hammer nicht mehr klirrte, sondern einen hellen Klang gab, dann übte der Wuchtbaum sogleich den vollen Zug auf den Pfahl aus.

Gewöhnlich leisteten die Pfähle einen so grossen Widerstand, dass sie sich beim ersten Anziehen nur sehr langsam hoben; hierbei waren 5 Arbeiter und 1 Zimmermann thätig und es wurden von den schwersten Pfählen täglich durchschnittlich 4 Stück gehoben, während man von den nur 11^m langen Pfählen täglich 8 bis 12 Stück auszog. Zuweilen ereignete es sich, dass ein Pfahl nicht gleich nachgeben wollte, auch wenn man das lange Ende des Wuchtbaumes stark belastet hatte. Man verliess dann diesen Pfahl und hob erst die nächstfolgenden; bevor aber die Arbeit am Abend eingestellt wurde, nahm man den verlassenen Pfahl wieder in Angriff und liess den starken Zug des belasteten Wuchtbaumes während der Nacht auf ihn einwirken; am nächsten Morgen hatte sich der Wuchtbaum dann jedesmal bis zum Boden gesenkt, also den Pfahl etwas gehoben. Diese Bewegung des Pfahles ging nie plötzlich, sondern stets ganz unmerklich vor sich, wie ja überhaupt langsam, aber stetig wirkende Gewalten die grössten Schwierigkeiten überwinden.

Wenn ein Pfahl etwa 30^{cm} gehoben war, gab sich schon eine merkliche Abnahme des Widerstandes durch das rasche Sinken des Wuchtbaumes zu erkennen; alsdann verstellte man den Wuchtbaum, so dass das zweite Lager über dem Drehbolzen stand, wodurch der kurze Hebelarm und daher die Hubhöhe sich verdoppelte. Verminderte sich der Widerstand des Pfahles nun wieder so weit, dass ein schnelles Sinken des Wuchtbaumes eintrat, so wurde die schwere Kette durch eine leichtere ersetzt und nun der Pfahl mit Hilfe des Flaschenzuges vollends aus dem Grunde heraus gezogen.

Bei Pfählen in tiefem Wasser ist die Anwendung des Wuchtbaumes weniger geeignet, da man nicht leicht einen festen Stützpunkt für denselben schaffen kann; hier ist man mehr auf die Benutzung von Fahrzeugen hingewiesen. Wenn es sich bei einer grossen Anzahl von Pfählen lohnt, zum Ausziehen derselben besondere Maschinen anzuschaffen, so empfiehlt sich die in Fig. 244 bis 247 dargestellte Maschine, welche in San Francisco mit gutem Erfolge angewendet ist *(Deutsche Bauzeitung 1877, S. 334)*. Auf einem 16^m langen und 8^m breiten Prahm von stärkster Bauart, der im belasteten Zustande $1{,}25^m$ tief geht, ist an einem Ende ein starker Ausleger errichtet und daneben eine kleine Ramme aufgestellt. Als Gegengewicht für diese beiden Lasten ist das andere Prahmende mit einem grossen Wasserfasse und dem für den Dampfkessel erforderlichen Brennmaterial belastet. Der stehende Röhrenkessel und die horizontale Dampfmaschine von 20 Pferdekräften nehmen die Mitte des Prahms ein.

Der Ausleger besteht aus 2 Rundhölzern von ca. 35^{cm} mittlerem Durchmesser, die von einem starken Schwellholze getragen werden und in etwa $13{,}5^m$ über Deckhöhe durch Tauumschlingung verbunden sind, während 2 Drahtseile den Kopf des Auslegers mit dem hinteren Ende des Prahms verbinden. Am Ausleger hängt ein 4rolliger Flaschenzug von $25{,}5^{cm}$ Rollendurchmesser und rückwärts ist eine ebenso grosse Einzelrolle angebracht, über welche das Zugtau nach der Windetrommel der Maschine läuft. Die am untern Block hängende Zugstange ist 5^{cm} stark und je nach der Wassertiefe 3 bis $4{,}5^m$ lang; mit ihr ist am untern Ende eine 3^m lange Kette verbunden, deren Eisenstärke 38^{mm} beträgt.

Zum Einschlingen des Pfahlstumpfes bedient man sich eines zweitheiligen eisernen Stulps, der in Fig. 247 dargestellt ist. Der untere 1,37^{m} hohe conisch geformte Theil des Stulps ist aus 2^{mm} starkem Eisenblech genietet und hat eine 46^{cm} weite Oeffnung. In 25^{cm} Abstand vom Ende ist ein nasenartiger Flansch angesetzt, der den zum Umlegen der Ausziehkette dienenden Hals begrenzt; dieser Flansch hat eine 17,5^{cm} lange Einklinkung, welche zum Durchgang der Kette bestimmt ist. Das obere Ende des mit dem unteren Theil vernieteten Stulps besteht aus einem gusseisernen

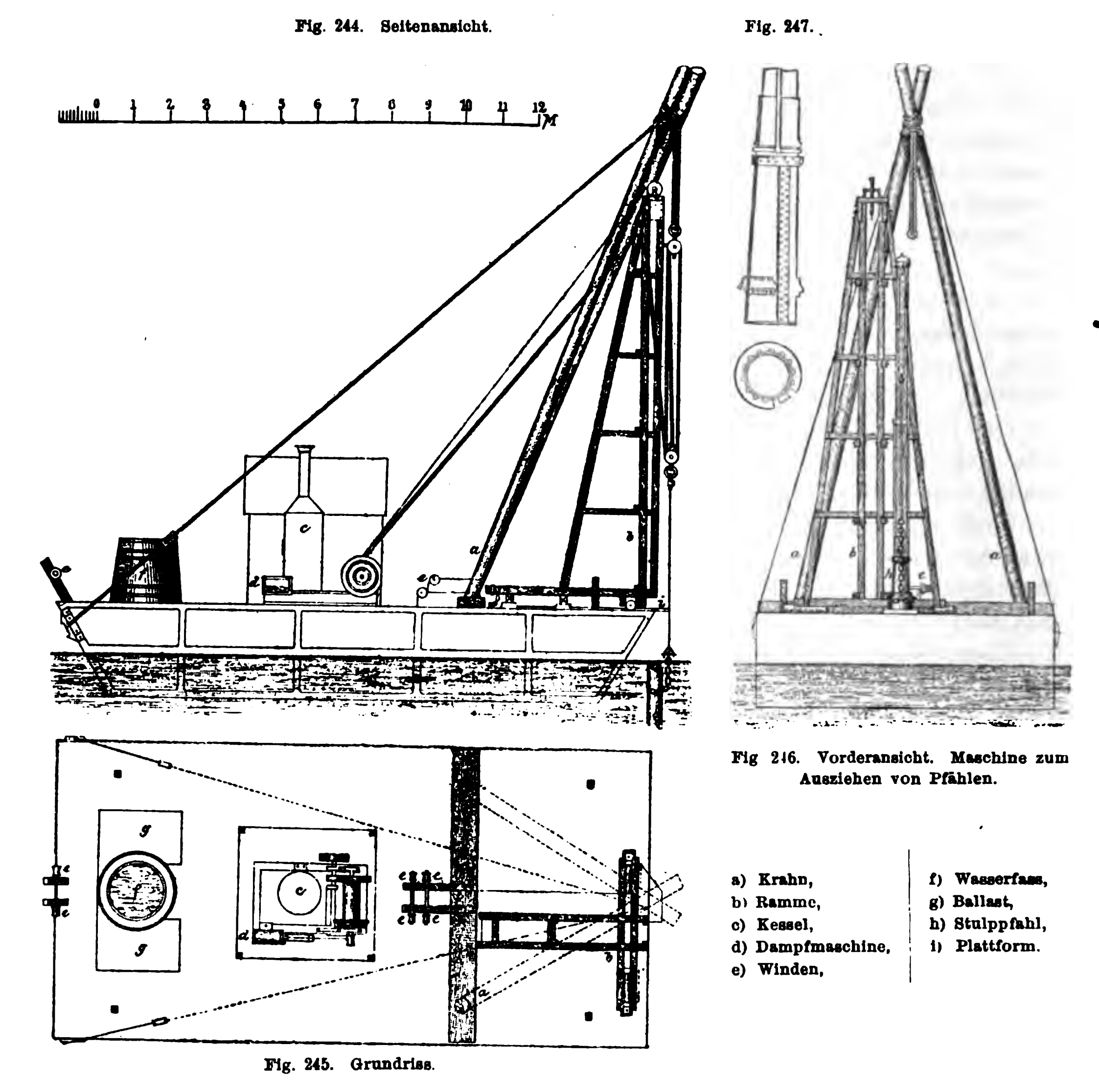


Fig. 244. Seitenansicht.

Fig. 247.

Fig 246. Vorderansicht. Maschine zum Ausziehen von Pfählen.

a) Krahn,
b) Ramme,
c) Kessel,
d) Dampfmaschine,
e) Winden,
f) Wasserfass,
g) Ballast,
h) Stulppfahl,
i) Plattform.

Fig. 245. Grundriss.

Schuh von 33^{cm} Weite, in welchen ein 8 bis 10^{m} langes Rundholz von 30^{cm} Stärke eingesetzt wird. Die engere Verbindung zwischen Pfahl und Schuh vermitteln 2 Zugstangen, die unten an einen umgelegten Drahtseilring angreifen. Zum Heben und Niederlegen des Holzes wird das Rammgerüst des Prahms benutzt.

Behufs Anschlingen eines Pfahles wird das Ende der Zugkette um den Stulpenhals gelegt, der Stulp sodann hoch genommen und nun der Prahm in eine annähernd genaue Position zu einem anzugreifenden Pfahlstumpf gebracht. Mit Hilfe der dem

Stulp durch das eingesetzte Rundholz ertheilten seitlichen Bewegbarkeit hält es nicht schwer, durch einige Versuche den Stulp auf dem Kopfe des Pfahles zum Aufsitzen zu bringen. Ist dies erfolgt, so wird die Kettenumschlingung des Stulpenhalses abgeworfen, welche meistens, ohne dass störende Ungenauigkeiten in der Lage der Kette sich ergeben, den Kopf des Stumpfes umfasst; durch ganz langsames Angehenlassen der Maschine erfolgt alsdann das Ausziehen.

Mit Maschinist und Vorarbeiter waren 9 Mann zur Bedienung dieser Maschine erforderlich, und es wurden täglich in 10 Arbeitsstunden 40 bis 42 Pfahlstümpfe aus dem Grunde des tiefen Wassers herausgezogen.

Fig. 248. Querschnitt.

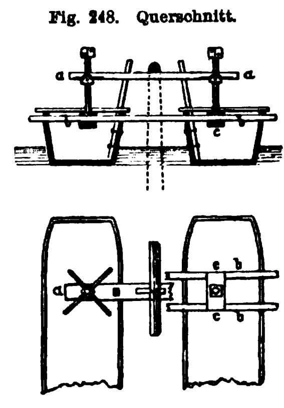


Fig. 249. Grundriss.

Die im tiefen Wasser stehenden Pfähle kann man auch dadurch ausziehen, dass man nach Fig. 248 und 249 zwei Pontons oder Prahme durch starke Balken *b* kuppelt und zum Heben des Pfahles Satzschrauben *c* anwendet. Diese werden stets paarweise unter einem übergelegten kräftigen Querbalken *a* aufgestellt. Zwei solche Schrauben nennt man einen Satz und daher heissen dieselben Satzschrauben. Auf jedem Prahm steht dann entweder nur eine Schraube mit einem Querhaupt, oder es werden je 2 Schrauben aufgestellt, diese durch Querhäupter verbunden und darüber von Schiff zu Schiff ein Querhaupt gelegt. Anstatt der Satzschrauben kann man auch hydraulische Pressen anwenden. Auch Wagenwinden leisten dabei oft gute Dienste.

Hat man nur leicht eingerammte Rüstpfähle im tiefen Wasser auszuziehen, so genügen hierzu schon grosse Seeböte oder andere starke Fahrzeuge, wobei man die Zugkette an dem Vorderende des Botes befestigt, welches wegen des vollen Busens am meisten tragfähig ist. Man kann auf solchen Fahrzeugen der Länge nach eine Eisenbahn legen, worauf sich ein stark belasteter Wagen verschieben lässt. Alsdann schiebt man den Wagen zunächst nach vorn, legt die um den Pfahl geschlungene Kette über die Trommel einer Winde und zieht die Kette stramm an; dann schiebt man den Wagen an das hintere Ende des Fahrzeuges, wodurch das vordere Ende mit dem daran befestigten Pfahl vom Wasser gehoben wird. Nachdem dies geschehen ist, wird der Wagen wieder nach vorn geschoben, die Kette mittelst der Winde nachgezogen und dann der Wagen wieder zurückgeschoben; hiermit wird fortgefahren, bis der Pfahl genügend hoch gehoben ist. Anstatt des schweren Wagens kann man auch einfachen Ballast benutzen, der abwechselnd von einem Ende des Fahrzeuges zum andern geworfen wird, und wenn die Pfähle entsprechend gelöst sind, kann man zum weitern Heben derselben die abwechselnde Belastung der Enden des Fahrzeuges durch eine Anzahl von Arbeitern bewirken, wie dies Hagen in zweckmässiger Weise ausgeführt hat.

Dort wo ein grösserer Unterschied des Wasserstandes in Folge der Ebbe und Fluth eintritt, wie in Hamburg, hat man auch diesen periodisch wechselnden Wasserstand zum Ausziehen alter Pfähle benutzt. Es werden hierbei 2 dicht neben den Pfahl gestellte Kähne durch eine starke Balkenrüstung miteinander verbunden, damit beide Fahrzeuge auf der ganzen Breite möglichst gleichmässig belastet werden. Der auszuziehende Pfahl wird nun bei niedrigstem Wasserstande an der Balkenrüstung befestigt, so dass er die Kähne niederhält; das steigende Wasser sucht aber die Kähne zu heben und je höher das Wasser steigt, um so grösser wird der Druck desselben

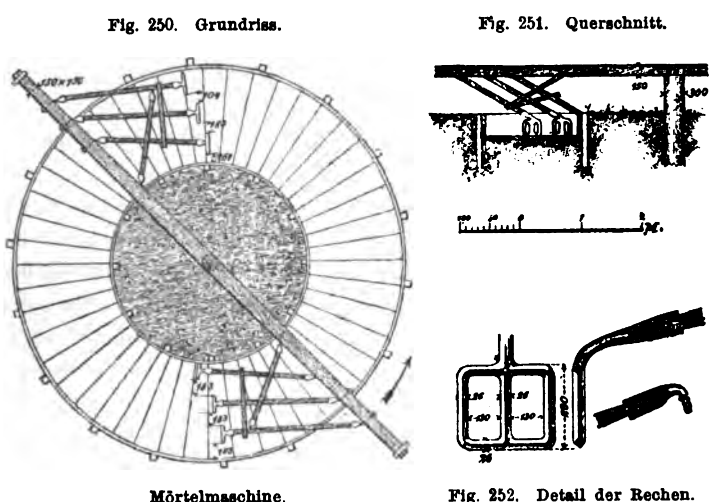
unter die Fahrzeuge, bis endlich der Pfahl nachgiebt und von den Kähnen gehoben werden kann. Mit diesem an sich kostenlosen Hilfsmittel können täglich nur 1 bis 2 Pfähle von 2 Schiffen gehoben werden. Was man daher an Betriebskraft erspart, verliert man wieder durch die bedeutenden Kosten für Herleihung der Kähne.

Benutzt man Fahrzeuge zum Ausziehen der Pfähle, so lässt sich die zum Ausziehen erforderliche Kraft aus der Eintauchungstiefe der Fahrzeuge vor dem Anziehen des Pfahles und dem Nachgeben desselben nach dem hydrostatischen Gesetze annähernd berechnen.

§ 11. Maschinen zum Mischen des Mörtels und des Betons.

Beim Bereiten des Mörtels, der auf die Festigkeit und Dauerhaftigkeit eines jeden Bauwerkes so bedeutenden Einfluss hat, kommt es darauf an, die scharfen Quarzsandkörner mit einer dünnen Kalkschicht zu umhüllen, damit der feinzertheilte Kalk im Mörtel zwischen den Sandkörnchen eine genau schliessende, feste Zwischenlage bildet. Das Durcharbeiten mit der Kalkhacke liefert nur selten eine so innige Verbindung der Mischungstheile, wie dies der Fall ist, wenn der Mörtel in grössern Mengen durch Maschinen bereitet wird. Die Einrichtung der Mörtelmaschinen ist sehr verschiedenartig. In Fig. 250 bis 252 ist eine Mörtelmaschine dargestellt, die sich billig herstellen lässt und einen ganz vorzüglichen Mörtel liefert *(Zeitschr. für Bauwesen 1856, S. 193 und 1876, S. 45)*. Dieselbe besteht zunächst aus einem ca. 30 cm starken und etwa 3 m langen eingerammten Rundpfahl, dessen oberes, 63 cm über der Erde freistehendes Ende horizontal abgeschnitten und mit einem eisernen Zapfen versehen ist.

Fig. 250. Grundriss. Fig. 251. Querschnitt.



Mörtelmaschine. Fig. 252. Detail der Rechen.

Mit einem Halbmesser von 1,57 m ist von der Mitte dieses Pfahles aus ein Kreis beschrieben, dessen Peripherie durch eine Bohlwand eingefasst ist und durch Kreuzholzstiele mit daran genagelten schwachen Bohlen gebildet wird. Eine zweite Bohlwand, mit einem Radius von 3,14 m beschrieben, umgiebt die erstere. In der hierdurch gebildeten Ringfläche von 1,57 m Breite, welche 40 cm tiefer als das Terrain liegt, wird die Erde vollständig horizontal abgeglichen und ein Bohlenbelag von centrisch geschnittenen Bohlen gelegt. Auf dem eisernen Zapfen des Mittelpfahls dreht sich ein horizontal liegender Göpelbaum, der in der Mitte 15 cm hoch und 30 cm breit, an den Enden 15×15 cm stark und 8,8 m lang ist; derselbe ist mit einer eingelassenen gusseisernen Pfanne versehen. Der an beiden Enden mit einem starken eisernen Ring mit Oese zum Anspannen der Pferde versehene Göpelbaum zieht an jeder Seite 3 Rechen nach sich, die hölzerne Stiele haben und mittelst Haken und Oesen am Göpel-

baum befestigt sind; das Detail dieser Rechen zeigt Fig. 252. Damit die Rechen ihre Lage nicht verändern können, sind sie unter sich durch eine starke Latte verbunden und werden durch ein stärkeres Holz, welches mit Eisen beschlagen ist, in gleichem Abstande von dem Göpelbaum erhalten. Die Kosten einer solchen Maschine stellen sich auf etwa 300 ℳ.

Beim Bau einer Schleuse, wo diese Maschine angewendet wurde, bestand der Mörtel aus 1 Theil Kalk, 1 Th. Sand und 1 Th. Ziegelmehl. Die einzelnen Materialien wurden in Karren unter specieller Aufsicht abgemessen und der Bretterboden der Maschine ca. 5^{cm} hoch mit Mauersand bedeckt; hierauf kam der Kalk, in möglichst dünnen Scheiben mit der Schaufel abgeschnitten, in angemessenem Verhältniss, und hierauf endlich das Ziegelmehl. Die Mörtelbereitung ging nun vor sich, ohne dass Wasser zugesetzt wurde. Im Anfange bildeten sich durch die Zähigkeit des Kalkes Klumpen, welche der Pferdetreiber mit der Kalktrücke zertheilte. Je nach dem Bedürfniss wurde nun die Mörtelmasse durch Hinzufügung neuer Materialien vermehrt, oder der fertig durchgearbeitete Mörtel vorher herausgenommen.

Der ungelöschte Kalk wird gewöhnlich schon dann verbraucht, wenn sich in den Gruben das Wasser verzogen hat und der Kalk auf der Oberfläche 3 bis 5^{cm} starke Risse zeigt. Verwendet man solch frischen Kalk und ist der Sand scharf und rein von erdigen Theilen, so genügt ein Pferd zum Betriebe der Maschine vollkommen, dieselbe kann dann täglich für 80 bis 100 Maurer das Verbrauchsquantum an Mörtel liefern, also ca. 50^{cbm}. Beim Bau der Weichselbrücke bei Thorn lieferte diese Maschine einen sehr guten Kalkcementmörtel. Den ringförmigen Mischraum dieser Maschine kann man selbstverständlich anstatt aus Holz auch aus Beton stampfen oder aus Mauerwerk herstellen; ebenso ist es nicht schwer, die Maschine für Dampfbetrieb einzurichten.

Eine andere Art dieser Mörtelmaschinen ist besonders in Frankreich gebräuchlich, bei derselben wird ebenfalls in der Mitte ein Pfahl für die Drehaxe eingerammt und ein ringförmiger Mischraum gemauert, zumeist von halbkreisförmigem Querschnitte. Um die verticale Axe dreht sich ein hölzernes Gestell mit 4 Armen, an dreien derselben befinden sich schmale verticale Wagenräder, die in verschiedenem Abstande von der Drehaxe auf dem Boden umlaufen und die Mischung der eingeschütteten Materialien besorgen; der 4. Arm kann als Göpelbaum dienen und an ihm wird eine Vorrichtung befestigt, die den fertigen Mörtel auf dem Boden zusammenstreicht, um ihn nach einer mittelst Schieber verschliessbaren Bodenöffnung zu führen, wo er durch eine schräge Rinne in die Karren fällt. Derartige mit Dampf betriebene Mörtelmaschinen sind beim Bau der Ruhrbrücke bei Düssern angewendet *(Zeitschr. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1877, S. 573 u. Bl. 724)*; dieselben erforderten bei $3^1/_2$ Umdrehungen in der Minute etwa $1^1/_2$ Pferdestärken und kostete die Mörtelbereitung auf diesen Maschinen pro 1^{cbm} 0,95 ℳ, was ziemlich theuer erscheint. Aehnliche Mörtelmaschinen wurden auch beim Hafenbau zu Fiume angewendet *(Zeitschr. des österr. Ing.- und Archit.-Vereins 1874, S. 257)*.

Ferner sind die als Kollergänge construirten Mörtelmaschinen zu erwähnen, wie solche namentlich in England ausgeführt werden. Die Mörtelmaschine von Jackson *(Iron 1874, Mai, S. 328)* hat eine durch einen untern Zahnkranz in Umdrehung gesetzte gusseiserne Schale, worin sich 2 gusseiserne Walzen um eine feste horizontale Axe drehen und so den Mörtel mischen. Ganz ähnlich sind auch die von Ward & Co. gebauten Mörtelmaschinen *(Engineering 1876, Januar, S. 79)* eingerichtet. Diese

Maschinen sind aber in der Anschaffung theuer und in der Leistungsfähigkeit übertreffen sie andere einfachere Constructionen nicht.

Am meisten Anwendung finden die nach Art der Thonschneidemaschinen construirten Mörtelmaschinen, welche einen hölzernen oder eisernen vertical stehenden Bottich haben, worin die Materialien durch eine mit Armen versehene verticale Welle gemischt werden. Besteht der Bottich aus Holz, so wird derselbe von unten nach oben hin etwas erweitert, damit man die eisernen Bänder beim Eintrocknen der Stäbe nachtreiben kann *(solche Mörtelmaschinen für 1 oder 2 Pferde sind dargestellt in den Annales industrielle 1876, Mai, S. 579).* Wird der Bottich aus Eisenblech hergestellt, so bildet er einen Cylinder von 60 bis 90^{cm} Durchmesser und 0,8 bis $1,2^{m}$ Höhe. Die Maschinenfabrik von Schumacher in Köln liefert derartige Mörtelmaschinen in 2 Sorten, wovon die erstere 60^{cm} Durchmesser und 80^{cm} Höhe hat, für Hand- und Maschinenbetrieb eingerichtet ist und 465 ℳ kostet; die andere Sorte hat 85^{cm} Durchmesser bei $1,1^{m}$ Höhe, sie kostet für Pferdebetrieb 650 ℳ, für Maschinenbetrieb 750 ℳ, erfordert zum Betriebe 1 bis 2 Pferdekräfte und liefert bei 3 Mann Bedienung täglich 20 bis 30^{cbm} Mörtel. Beim Betriebe setzt man die leere Maschine in Bewegung und nachdem der untere Schieber geschlossen ist, wird der Mörtelkessel mit den zur Mörtelbereitung erforderlichen Materialien unter fortwährendem Zufluss von etwas Wasser bis zum Rande gefüllt. Dann wird der Schieber, je nach der erforderlichen Consistenz des Mörtels, mehr oder weniger hoch gehoben, so dass der fertige Mörtel in einem continuirlichen Strome ausfliesst, während der Mörtelkessel immer gefüllt gehalten wird, damit auch die oberen Theile des Mischapparates nicht ausser Wirkung kommen.

In der Schlackensteinziegelei auf der Georgs-Marien-Hütte bei Osnabrück werden die in Fig. 253 und 254 dargestellten Mörtelmaschinen angewendet *(Baugewerkszeitung 1890, S. 1177).* Dieselben werden auf dem Werke gebaut und kosten 200 ℳ. Bei Handbetrieb liefert eine solche Mörtelmaschine in 10stündiger Arbeitszeit 10 bis 12^{cbm} trockenen Mörtel; bei Wasserzusatz eine entsprechend grössere Menge. Für den maschinellen Betrieb ist die Maschine mit einer Riemenscheibe *A* versehen. *B* ist der Mischtrog, *C* der Verschlussdeckel. In dem Troge bewegen sich 2 kräftige Wellen *D*, an welchen starke Flügel *E* sitzen, welche den Sand und Kalk durcheinander arbeiten. Die Bewegung der Flügel ist derartig, dass die durchgearbeitete Mischung nach der Oeffnung *F* hingeschoben wird. Die Beschickung der Mörtelmaschine erfolgt durch den Rumpf *G*, an welchen sich die Klappe *H* befindet. Das Gerüst der Maschine besteht aus Holz, mit Ausnahme der Mörtelrinne *l*, welche aus Eisen hergestellt ist. Zum Handbetrieb dient die Kurbel *k*. Die Maschine lässt sich bequem transportiren und ist für dieselbe nur ein Raum von ca. $1,8^{m}$ bei $0,8^{m}$ nothwendig.

Fig. 253. Seitenansicht.

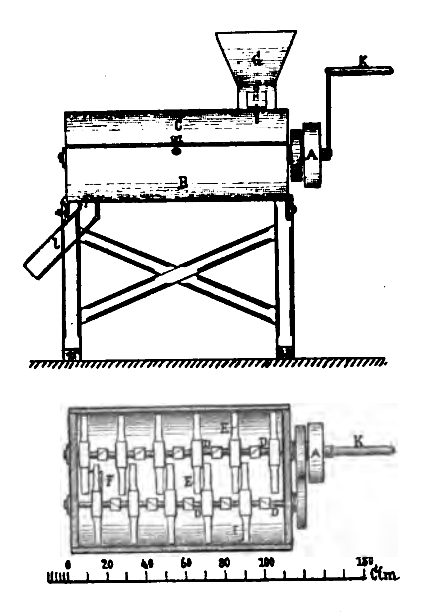


Fig. 254. Grundriss. Mörtelmaschine.

Der von der Maschine gelieferte Mörtel hat eine sehr gleichmässige Beschaffenheit, und verträgt der Kalk in Folge der sehr sorgfältigen Durcharbeitung auch einen

höheren Sandzusatz, unbeschadet der Güte des erzielten Mörtels. Auf der Hütte stellt man stets trockenen Mörtel her, weil man eine fehlerhafte Mischung leichter bei trockenem Mörtel erkennen kann und weil namentlich Cementmörtel um so besser ist, je weniger Wasser zugesetzt wurde. Arbeitet man mit sehr feuchtem Sande, so wird zuerst ein Theil des Cements, dann der Sand und schliesslich der noch fehlende Cement aufgegeben. Reparaturen kommen an der Maschine jahrelang nicht vor.

Eine sehr leistungsfähige und gut mischende Mörtelmaschine ist in Fig. 255 und 256 dargestellt. Die erste derartige Maschine wurde im Jahre 1874 von dem Ingenieur Scharnweber für die Marinebauten in Kiel hergestellt und seitdem wurde dieselbe bei den Marinebauten in Kiel, Danzig und Wilhelmshafen ausschliesslich angewendet (*Wochenblatt für Archit.- u. Ing. 1882, S. 300*). Der Trog der Maschine ist oben und vorn offen, hat eine lichte Weite von 80^{cm} und eine Länge von 2,5 bis 3^{m}. Die horizontal gelagerte Welle ist vierkantig, von 8^{cm} Seite und vorn und hinten, ausserhalb des Troges sind die Lagerstellen eingedreht. Der Antrieb erfolgt durch eine Riemenscheibe und ein Rädervorgelege (1 : 3). Auf der vierkantigen Welle sitzen die Mischflügel, welche aus 8^{cm} breitem Flacheisen hergestellt und am oberen Ende mit schmiedeeisernen oder stählernen Bügeln versehen sind. Die Mischflügel stehen verschränkt zur Axe der Welle, so dass sie bei der Umdrehung die Masse nach vorn schieben, während die auf den Flügeln sitzenden Bügel ein inniges Vermischen der Materialien bewirken.

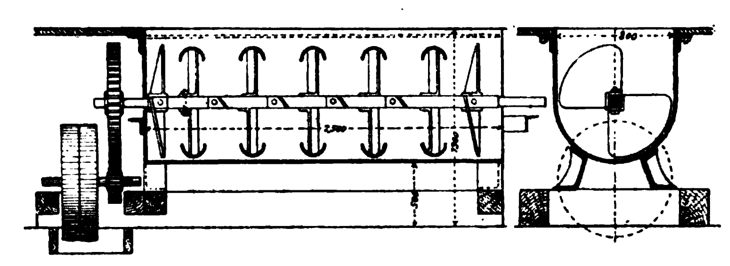


Fig. 255. Längenschnitt. Fig. 256. Querschnitt.
Mörtelmaschine von Scharnweber.

Da die Welle mit 30 bis 40 Umdrehungen in der Minute arbeitet, so geht die Fortbewegung der Masse im Troge sehr rasch vor sich; der Trog ist daher höchstens bis zur Hälfte gefüllt; die Triebwelle kommt mit dem Mörtel nur wenig in Berührung und geht deshalb sehr leicht, so dass sie höchstens eine 3pferdige Betriebskraft erfordert. Indem der Trog oben offen ist, kann jeder einzelne Flügel leicht ausgewechselt werden. Die Lager kommen mit dem Mörtel gar nicht in Berührung, nutzen sich daher auch wenig ab. Die obere Oeffnung des Troges liegt in gleicher Höhe mit dem Fussboden, auf dem die mit der Beschickung der Maschine beschäftigten Arbeiter stehen. Das ganze Getriebe liegt unterhalb dieses Podiums, damit die Arbeiter in keiner Weise dadurch behindert werden. Zum Schutze der Maschine dient ein eisernes Gehäuse, welches ringsum den offenen Trog umgiebt. Die Materialien werden am hinteren Ende eingeschaufelt und der fertige Mörtel fällt vorn frei aus dem offenen Troge heraus. Es wurde mit solcher Maschine der für die Dockbauten in Kiel verwendete Trassmörtel hergestellt, welcher aus 3 Theilen Trass, 2 Theilen Kalk und 1 Theil Sand bestand. Täglich konnten mit der Maschine leicht 100^{cbm} Mörtel hergestellt werden, dessen Mischung so vorzüglich war, wie man sie verlangte. Die einzige Reparatur, die an der Maschine vorkam, beschränkte sich auf den Ersatz der Bügel. Die Anschaffungskosten der Maschine betragen etwa 900 ℳ. Die Mischungskosten von 1^{cbm} Mörtel stellten sich auf ca. 0,8 ℳ. Bei 5 pferd. Betriebskraft kann die

Maschine auch täglich 150^{cbm} Mörtel mischen, wobei die Welle dann ca. 40 Umdrehungen in der Minute machen müsste.

Zum Abtragen des Mörtels nach den Verbrauchsstellen sind die in Fig. 257 und 258 dargestellten Mörtelträger sehr zu empfehlen. Diese patentirten Mörtelträger werden von der Firma G. Gerwien & Co. in Hilden bei Düsseldorf fabricirt; sie wiegen pro Stück 6 1/2^{kg} und kosten 4,5 bis 5 ℳ. Solche Mörtelträger werden in 2 Sorten hergestellt, welche sich nur durch Ausbildung der Köpfe voneinander unterscheiden. Die in Fig. 257 dargestellte Art eignet sich mehr für flüssigen Mörtel, wogegen die in Fig. 258 gezeichnete Art für steiferen Mörtel angewendet wird. Der eiserne 2^{cm} breite und 1^{cm} dicke Griff verhindert das Einstossen des Kopfes beim Entleeren. Bei Kälte wird dieser Griff mit Lappen umwickelt, oder es wird ein Ledergriff angewendet, der 0,5 ℳ kostet. Die an der Langseite der Mörtelträger angebrachten Oehrchen gestatten eine schnelle Befestigung der Strohkissen.

Fig. 257.

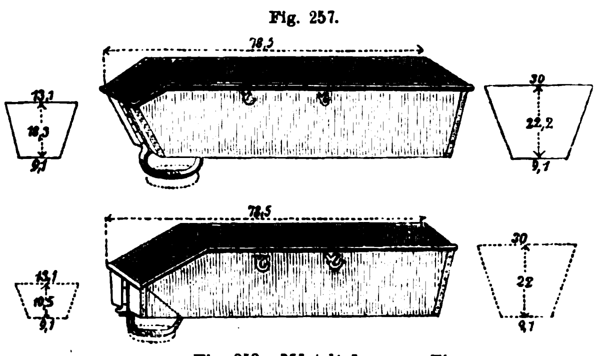


Fig. 258. Mörtelträger aus Eisen.

Der **Beton** besteht aus einem Gemenge von hydraulischem Mörtel und kleinen Steinen, deren gehörige Mischung dadurch mühsam wird, dass der zur Verwendung kommende Mörtel recht steif sein muss, wenn er rasch erhärten und eine möglichst grosse Festigkeit annehmen soll. Das Durcharbeiten der Masse muss so lange fortgesetzt werden, bis jeder Stein von einer Mörtelschicht völlig eingehüllt ist. Geringe Betonmassen mischt man meistens durch Handarbeit, indem man die gehörig benetzten Steine in etwa 15^{cm} hoher Lage auf einem Dielenboden ausbreitet, hierauf den Mörtel mit einiger Gewalt aufwirft, damit er zwischen die Steine dringt, und dann die Masse mit Spaten oder eisernen Rechen genügend umarbeitet.

Sollen grössere Betonmassen bereitet werden, die in Bezug auf Wasserdichtigkeit nicht von vorzüglicher Qualität zu sein brauchen, wie dies z. B. für Fundamente von Brückenpfeilern, Kaimauern etc. der Fall ist, so erscheinen Fallwerke von genügender Höhe ganz besonders geeignet, da die Herstellung derselben nur geringe Kosten verursacht; doch muss hierbei die Baugrube eine tiefe Lage haben, weil sonst das Heben der Materialien auf eine hohe Rüstung wieder kostspielig werden würde. Das in Fig. 259 dargestellte Fallwerk wurde vom Ingenieur Krantz bei Hafenbauten in Algier angewendet. Der Mörtel und die Steine werden in dem entsprechenden Verhältniss oben in den Schacht eingeworfen, beim Fallen werden sie von einer schiefen Ebene auf die andere geschleudert, wodurch sie in verschiedenartige Berührung miteinander kommen und sich dadurch ziemlich innig vermengen. Anfänglich ist der untere Schieber so lange geschlossen, bis sich der ganze Schacht ange-

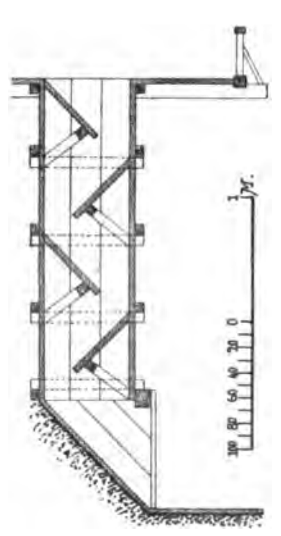


Fig. 259. Betonmischer.

füllt hat, hierauf öffnet man den Schieber in dem Maasse, dass der Schacht immer gefüllt bleibt. Ein anderes Fallwerk, welches zur Betonbereitung bei den Hafenbauten in Hâvre Anwendung fand, bestand aus einer 4,7^{m} hohen cylindrischen Röhre von 50^{cm} Weite, die vertical aufgestellt war. In Abständen von etwa 8^{cm} waren in der Röhre diametrale Sprossen von 2^{cm} starkem Rundeisen so eingesetzt, dass jede vorhergehende Sprosse gegen die nachfolgende unter einem Winkel von 45° versetzt war.

Wenn es darauf ankommt, einen vorzüglich wasserdichten Beton herzustellen, so empfehlen sich Betonmaschinen, die verschiedenartig eingerichtet sein können. Fig. 260 zeigt eine vom Ingenieur Messent für die Molenbauten in Tynemouth angewendete Betonmaschine, die demselben in England patentirt ist *(Deutsche Bauzeitung 1875, S. 153)*. In der Hauptsache besteht diese Maschine aus einer mittelst wasserdichter Klappe geschlossenen Blechtrommel, die sich um eine horizontale Axe dreht und eine solche Form besitzt, dass die getrennt hineingeschütteten Materialien, welche den Raum der Trommel etwa bis zur Hälfte desselben anfüllen, bei jeder Vierteldrehung einmal, bei der vollen Umdrehung also viermal von der einen Seite zur andern und ausserdem ebenso oft von oben nach unten geworfen werden. Die Materialen mischen sich hierbei so schnell durcheinander, dass je nach der Beschaffenheit der Steine und dem Zwecke des Betons, 6 bis 12 Umdrehungen der Trommel zur völlig guten Mischung genügen. Die Form der Trommel ist aus Fig. 260 erkennbar; ihre grösste Ausdehnung beträgt etwa 1,5^{m}.

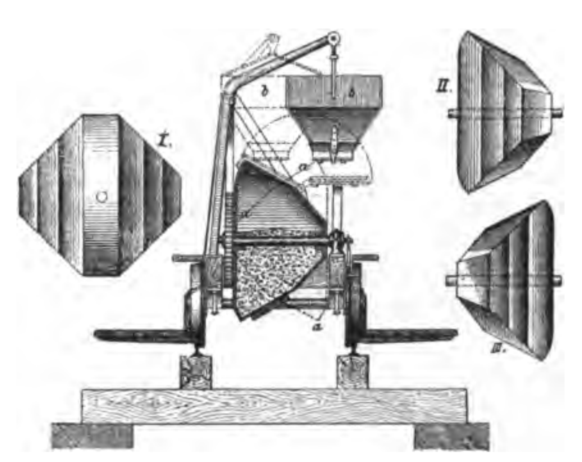


Fig. 260. Messent's transportabler Betonmischer.

In Fig. 260 ist durch die punktirte Linie *a* noch die Stellung der Trommel nach einer Viertelumdrehung dargestellt. Zu ihrer Umdrehung dient ein auf der Axe steckendes grosses Zahnrad, in welches beim Handbetrieb ein durch ein zweites Vorgelege bewegtes Triebrad eingreift; durch 4 Arbeiter kann die Trommel leicht in Umdrehung gesetzt werden; man kann dieselbe aber auch durch eine kleine Dampfmaschine bewegen. Die ganze Maschine ist auf einem Eisenbahngeleis transportabel, so dass sie stets an den Ort der Verwendung des Betons gefahren werden kann. Zu beiden Seiten des Wagens ist eine Plattform für die Bedienungsmannschaft angebracht und von hier aus kann die Maschine auf dem Geleis verschoben werden, indem au der Kurbelwelle zum Betriebe der Trommel sich noch ein ausrückbares Triebrad befindet, welches die Triebaxe des Wagens umdreht.

Die Materialien zum Beton, aus Sand, Cement und Steinen bestehend, werden auf einem Transportwagen an die Betonmaschine herangefahren; am hinteren Ende der letzteren ist ein drehbarer Ausleger aufgestellt, an dem ein mit einer Bodenklappe versehener Trichter *b* hängt, in den man die Materialien einwirft. Dieser Trichter wird nun mittelst des drehbaren Auslegers über die nach oben gekehrte Oeffnung der Betontrommel gebracht, um so in dieselbe entleert zu werden. Auf einem Gerüst am vorderen Ende des Wagens befindet sich ein Wasserkasten, aus dem das zum Beton erforderliche Wasser entnommen wird.

Diese Betonmaschine erfordert zu ihrer Bedienung 2 Arbeiter auf dem Transportwagen zum Heranschaffen und Einschütten der Materialien, 4 Arbeiter zum Umdrehen der Trommel und 1 Knaben zur Besorgung des nöthigen Wassers und kann die Maschine mit dieser Mannschaft täglich etwa 28^{cbm} guten Beton anfertigen.

Bei dieser Maschine wird der Beton direct aus den Rohmaterialien gemischt, was bei anderen Maschinen meistens nicht geschieht, namentlich dann nicht, wenn man Trassmörtel anwendet, der für sich eine sehr sorgfältige Mischung erfordert. Man hat aber in manchen Fällen die Mörtelmaschine so mit der Betonmaschine verbunden, dass der Mörtel aus der ersteren unmittelbar in die zweite fällt, wo dann nur die abgespülten und gehörig nassen Steine zugesetzt werden. Eine Einrichtung nach diesem Prinzip wurde für die Fundirung der Schleusen des Ihle-Canales mit sehr gutem Erfolge angewendet *(vergl. G. Hagen's Handbuch der Wasserbaukunst I. 2, S. 327)*.

Hier bestand sowohl die Mörtel- wie die Betonmaschine nach Fig. 261 aus einer hölzernen Trommel von 94^{cm} Weite und 3,77^{m} Länge, die im Verhältniss von 1 : 12 gegen den Horizont geneigt ist. Diese Trommeln sind aus Stäben von 5,2^{cm} Stärke gebildet und zwar diejenigen der obern Trommel aus Kiefernholz, die der untern dagegen aus Eichenholz; zusammengehalten werden die Stäbe durch starke eiserne Bänder.

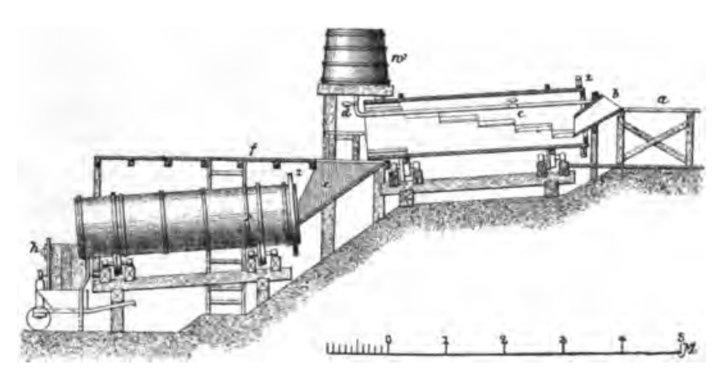


Fig. 261. Mörtel- und Betonmaschine.

Jede Trommel hat 2 eiserne Reifen, welche auf je 2 mit einem Rande versehenen Frictionsrollen umlaufen, während die Trommeln durch seitlich in die Zahnkränze *z* eingreifende Triebwerke in

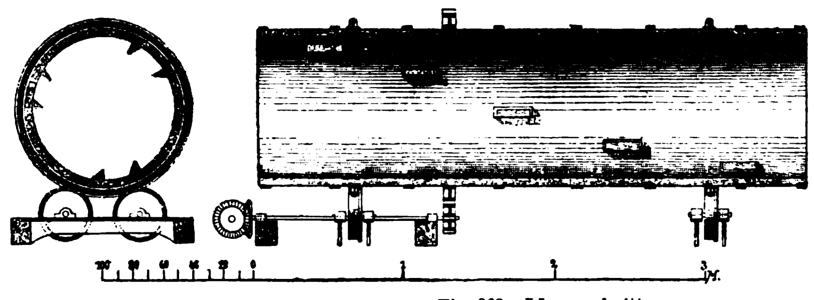


Fig. 262. Querschnitt. Fig. 263. Längenschnitt.

Bewegung gesetzt werden, so dass sie in der Minute etwa 6 Umdrehungen machen. Im Innern der Trommeln sind aus Winkeleisenstücken 3 Spiralen gebildet, durch welche die eingeführten Materialien gehoben werden, um beim Herabstürzen von diesen sich innig miteinander zu vermengen.

Der in der obern Trommel bereitete Mörtel bestand aus 1 Theil Portland-Cement und 3 Theilen Sand. Zum Abmessen dienten flache Kasten, die für den Sand 15 Liter und für den Cement 5 Liter hielten. Diese Kasten wurden gefüllt und abgestrichen auf die seitlich vom Einfülltrichter angebrachten Tische *a* gestellt; zwischen

den Tischen stand ein Arbeiter, der abwechselnd den Inhalt eines Sand- und eines Cementkastens in den Trichter *b* schüttete. Zunächst wurden beide Materialien in der Trommel trocken gemischt; angestellte Versuche zeigten, dass schon eine gleichmässige Mischung gebildet war, wenn die Masse $^1/_3$ der Trommellänge durchlaufen hatte; man liess daher in 1,25^m Abstand vom Ende der Trommel Wasser zu der gemischten Masse strömen. Zu diesem Zwecke war von dem Wasserbottich *w* her ein Rohr durch die Trommel geführt, welches bei *c* eine Ausflussöffnung und bei *d* einen Hahn hatte. Das Wasser spritzte bei *c* nach oben gegen eine 8^{cm} über der Ausflussöffnung angebrachte Blechhaube, wodurch es in feine Tropfen zertheilt auf den vorüber gehenden Cement und Sand niederfallen musste; ein am Hahn *d* stehender Arbeiter regulirte den Wasserzufluss nach der Consistenz des aus der Trommel tretenden Mörtels.

Dem auf die geneigte Ebene *e* fallenden fertigen Mörtel wurde an dieser Stelle der nöthige Steinschlag zugesetzt. Die Steine wurden in Handkarren angefahren, die einen aus einem engen eisernen Roste bestehenden Boden hatten. Zunächst schob man diese Karren unter eine Pumpe, wo man so lange Wasser auf die Steine fliessen liess, bis alle erdigen Bestandtheile abgewaschen waren und das Wasser unten ganz klar abfloss. Nun wurden die Karren, die, wenn sie gerade abgestrichen waren, 60 Liter hielten, auf die Rüstung *f* geschoben und so oft in die obere Trommel ein Kasten Cement und Sand eingeschüttet wurde, was eine Glocke anzeigte, wurde der halbe Steininhalt einer Karre auf die geneigte Ebene *e* gestürzt. In dieser Weise traten die Steine in grösseren Massen periodisch zu dem sehr gleichmässig aus der obern Trommel ausfliessenden Mörtel, doch vermengten sich Mörtel und Steine beim Durchlaufen der untern Trommel so vollständig, dass eine Ungleichmässigkeit in der fertigen Betonmasse nicht zu bemerken war.

Aus der untern Trommel fiel der Beton auf eine um die Axe *h* drehbare Klappe und von dieser in einen darunter gestellten Schubkarren. War dieser gefüllt, dann wurde die Klappe um *h* gedreht, so dass sie nunmehr den Beton auf die andere Seite ausschüttete, wo man inzwischen einen leeren Karren untergestellt hatte. Beim Beginn der Arbeit und auch sonst zuweilen kam es wohl vor, dass nicht sämmtliche Steine mit Mörtel umhüllt waren; in diesem Falle wurde der mit unfertigem Beton gefüllte Karren an die geneigte Ebene *e* gefahren und ausgeschüttet, damit dieselben Steine nochmals die Betontrommel durchlaufen mussten. Bei regelmässigem Gange lieferte die Maschine pro Stunde mehr als 11^{cbm} fertigen Beton.

Obgleich die Betontrommel aus Eichenholz bestand, wurde sie doch derartig von den Steinen angegriffen, dass sie, nachdem 6230^{cbm} Beton hindurch gegangen waren, erneut werden musste. Bei ausgedehntem Gebrauche dürfte es sich daher empfehlen, die Trommel aus Eisenblech oder Gusseisen zu construiren.

Bei den Hafenbauten in Swinemünde und den Hellingsbauten an der Kieler Bucht wurden ganz ähnliche Betonmaschinen benutzt; die Trommeln hatten 1^m Durchmesser, 3,75^m Länge und eine Neigung von 1 : 10; sie machten pro Minute 6 bis 8 Umdrehungen. Zur Betonirung der 4 Trockendocks auf dem Marine-Etablissement zu Ellerbeck bei Kiel waren 37000^{cbm} Beton erforderlich und es mussten täglich 400^{cbm} hergestellt werden. Der Mörtel bestand aus Trast, Kalk und Sand, deren innige Mischung viel schwieriger ist, als die von Cement und Sand, weshalb man die Mörtelfabrikation von jener des Betons trennte. Der Beton wurde in 4 gleichen nebeneinander liegenden Trommeln hergestellt. Zur Beschickung dieser Trommeln benutzte man Handkarren, die für Steine einen rostartigen eisernen Boden hatten, damit die eine in dem Karren gehörig abgespült wurden und das Schmutzwasser durch den

Boden abfliessen konnte. Es wurden dann 2 mit abgespülten Steinen gefüllte Karren an den Langseiten und ein mit Mörtel beladener Karren an der Querseite des Trichters jeder Betontrommel aufgestellt und auf Commando gleichzeitig in den Trichter geschüttet. Der fertige Beton, von ganz vorzüglicher Qualität, rutschte aus den Trommeln auf der unter denselben errichteten geneigten Ebene nach dem untern Vorrathsplateau, von wo aus er mittelst Handkarren nach den Versenkungsgerüsten transportirt wurde. Die angewendete Betontrommel ist in Fig. 262 und 263 im Querschnitte und im Längenschnitte dargestellt.

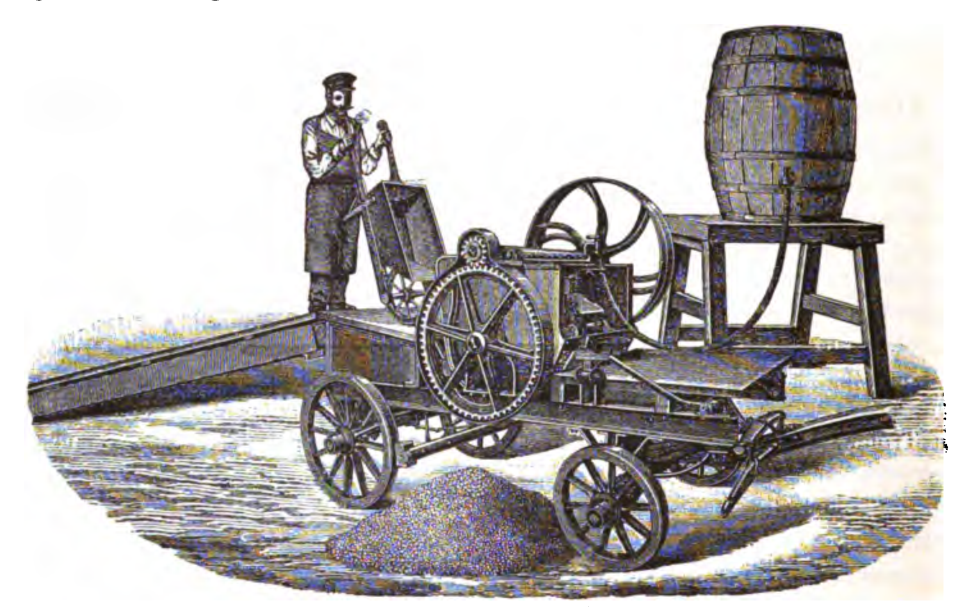


Fig. 264. Betonmischmaschine von P. Ammann.

Fig. 264 zeigt eine Betonmischmaschine, die dem Ingenieur P. Ammann patentirt ist und von diesem geliefert wird. Ingenieur P. Ammann in Wien-Mödling ist Unternehmer von Betonbauten und verwendet diese Maschine stets für seine Bauausführungen. Die Vortheile der Maschine bestehen in der gleichmässigen und vorzüglichen Mischung auf mechanischem Wege, daher ist man bei dessen Herstellung unabhängig von der Tüchtigkeit und Verlässlichkeit der Arbeiter. Bei geringem Kraftbedarf und wenig Arbeitern hat die Maschine eine grosse Leistungsfähigkeit. Die Leistung beträgt pro Arbeitsstunde 8 bis 10^{cbm}, der Kraftbedarf etwa 2 Pferdekräfte. Die Firma liefert auf Wunsch auch grössere Maschinen für eine Leistung von 15^{cbm} pro Arbeitsstunde. Für kleinere Betonarbeiten, wo es sich nicht empfiehlt, eine Locomobile aufzustellen, kann diese Maschine auch mittelst Göpel mit 2 vorgespannten Zugthieren betrieben werden. Mit dieser Maschine lässt sich ein beliebiger Feuchtigkeitsgrad des Betons erzielen, doch

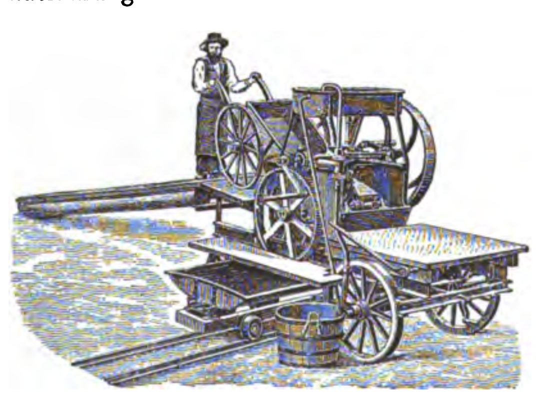


Fig. 265. Betonmischmaschine.

ist es stets zu empfehlen, den Beton so wenig feucht herzustellen, wie es eben möglich ist.

Aehnlich wie Ammann's Maschine ist auch die in Fig. 265 dargestellte Beton-Mischmaschine construirt; dieselbe wird von der Baumaschinenfabrik Bünger & Leyrer in Düsseldorf ausgeführt.

Der zum Beton erforderliche Schotter wird wohl meistens von Hand durch Schlägel hergestellt; nur wenn man grössere Massen von Schotter braucht, dürften Steinbrechmaschinen zweckmässig sein. Dieselben werden von der Georgs-Marienhütte bei Osnabrück, von H. R. Gläser in Wien u. s. w. geliefert.

§ 12. Apparate zum Versenken des Betons und zum Versetzen der Betonblöcke.

Das Versenken des Betons zu einem Fundamentbette muss in der Weise geschehen, dass der Beton mit dem darüber stehenden Wasser möglichst wenig in Berührung kommt, und so lange derselbe nicht erhärtet ist, muss jede Strömung von ihm abgehalten werden. Wollte man den Beton durch das Wasser frei herabfallen lassen, so würde der Mörtel sich von den Steinen abwaschen und daher eine Erhärtung des Betons nicht stattfinden können. Um nun den Beton in geschlossener Masse auf die Sohle der Baugrube zu senken, wendet man entweder Trichter an, welche durch das Wasser hinabreichen und mit Beton bis oberhalb des Wasserspiegels gefüllt gehalten werden, oder man benutzt Kasten oder Säcke, die man über Wasser füllt, alsdann auf die Sohle der Baugrube hinablässt, sie hier öffnet und entleert.

Bei der Hafenanlage der Königl. Porzellan-Manufactur in Charlottenburg sind Kaimauern auf einer 1,1^{m} hohen Betonschüttung fundirt. Als man hier nach einer zweckmässigen Schüttvorrichtung suchte, wählte man nach mehreren Versuchen den in Fig. 266 und 267 dargestellten Schütttrichter. Dieser bestand aus starken Bretterwänden und bewegte sich mittelst 4 Rollen auf den beiden Spundwänden. Da die Schütthöhe von 1,1^{m} in einer Lage nicht gut ausführbar war, so hat man dieselbe in 2 Lagen geschüttet und hierbei kam die Neigung der Seitenwände der Fortbewegung des Trichters wesentlich zu Hilfe, die leicht und gleichmässig von Statten ging.

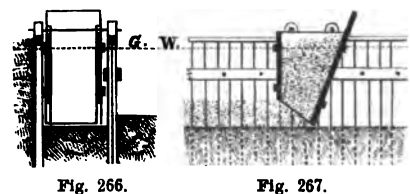


Fig. 266. Fig. 267.
Beton-Schütttrichter.

Die Vorderwand des Trichters streifte 5 bis 10^{cm} über der vorgeschriebenen Sohle der Baugrube, die kurz vor der Schüttung ausgebaggert wurde, um so der Ansammlung des sehr stark zwischen den Fugen der Spundwände hervorquellenden Triebsandes zu begegnen, während die Rückwand des Trichters die Höhenlage der Betonschicht regulirte. Durch entsprechende Höhe des Trichters über dem gewöhnlichen Wasserstande konnte man den Beton stets im Trocknen aufschütten, da nur dafür gesorgt werden musste, dass die Vorwärtsbewegung des Trichters rechtzeitig, bevor die Masse unter die Wasserlinie sank, gehemmt wurde. Vorzugsweise eignet sich dieser Trichter für langgestreckte, nicht zu tiefe Baugruben von gleichmässiger Breite; doch wird man zweckmässig die Vorderwand nicht schräg stellen, wie in Fig. 267, sondern lothrecht, weil man dann bis an das Ende der Baugrube ausschütten kann.

Für sehr tiefe Baugruben thut man gut, den im Querschnitte quadratischen oder rechteckigen Trichter nach unten etwas zu erweitern, damit der durchgleitende Beton im Trichter weniger Widerstand findet. Ein solcher Trichter wurde nach Fig. 268

zur Versenkung des Betons für die Strompfeiler der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn angewendet *(Zeitschr. für Bauwesen 1876, S. 45),* wobei die Einbringung des 2,82 m starken Betonbettes in 4 aufeinander folgenden Lagen erfolgte. Neben der untern Mündung des Trichters befanden sich 2 Walzen, wovon immer eine nach jeder Richtung auf den frisch ausgeflossenen Beton drückte, um denselben zu comprimiren

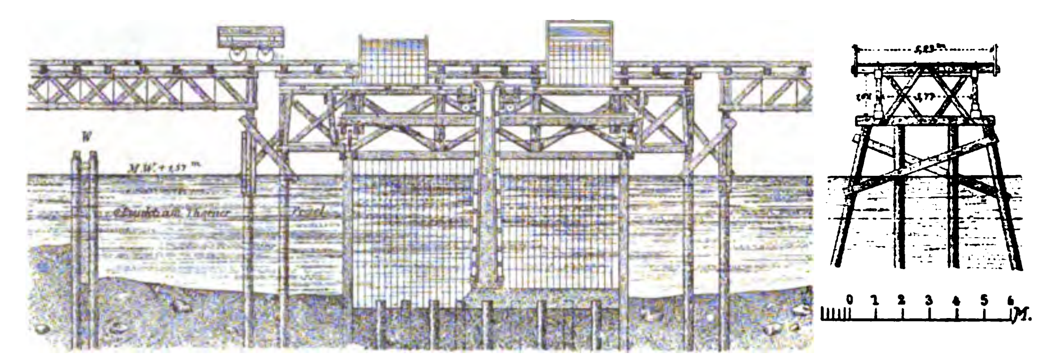


Fig. 268. Längenschnitt. Fig. 269. Laufbrücke.
Versenkung des Betons bei den Strompfeilern der Weichselbrücke.

und zu ebnen. Das auf solche Art überwalzte Betonbett zeigte eine sehr ebene Oberfläche. An der Stelle, wo mit dem Betoniren begonnen werden soll, muss der Beton zunächst mittelst Kasten eingebracht werden, bis zu der Höhe, dass der Trichter mit seinen Walzen sich soeben auf demselben schieben lässt; hierauf wird der Trichter auf diese Schüttung geschoben und dann derselbe mittelst kleiner Kasten ebenfalls bis über den Wasserspiegel gefüllt. Ein Auswaschen des Betons beim Füllen des Trichters wurde in dem genannten Falle in dieser Weise verhindert und durch die stets beobachtete Vorsicht, dass jedesmal, sobald im Trichter Wasser über den Beton trat, eine neue Füllung mittelst Kasten erfolgte, auch ein Ausspülen des Betons im Laufe der Arbeit unschädlich gemacht.

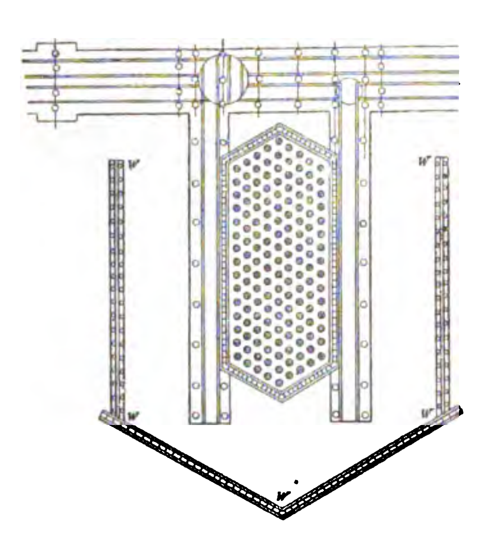
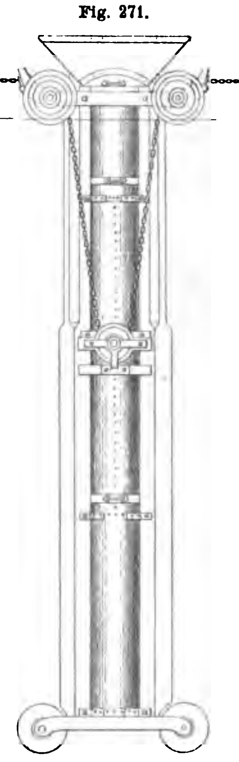


Fig. 270. Grundriss der Transportbrücke und Pfahlwände.

Die Fortbewegung des Trichterwagens geschah mitttelst Brechstangen, die des Trichters auf dem Wagen durch Winden, wobei der Trichter durch Zugleinen so tief wie möglich gefasst war und oben mit Brechstangen nachgeholfen wurde. Um das Erhärten des angewendeten Cement-Betons während der Nacht zu verhindern, wurde das Betoniren auch Nachts mit schwachen Kräften fortgesetzt, wobei der erforderliche Beton durch Handarbeit bereitet wurde. Bei dieser Anordnung erzeugte man mit gutem Material und sorgfältiger Verwendung desselben einen Beton von vorzüglicher Qualität, so dass schon nach wenigen Tagen sich Planirungen desselben nur mühsam ausführen liessen. Während es bei der raschen Erhärtung des Cementbetons unbedingt nöthig ist, entweder die Schüttung über Nacht in geringem Grade fortzusetzen oder den Trichter am Abend vollständig zu entleeren, braucht man beim

Trassmörtel diese Vorsicht nicht anzuwenden, da derselbe in 10 Stunden noch nicht so stark abbindet, dass ein merklicher Nachtheil daraus entstehen könnte. Indessen ist es zweckmässig, auch diesen Beton nicht ganz ruhig stehen zu lassen, sondern den Wächter zu beauftragen, dass er alle 2 Stunden den Trichter durch geringes Anziehen der Winde etwas fortrückt.

Fig. 271.



Der unten aus dem Trichter austretende Beton nimmt nach den freien Seiten hin eine entsprechende Böschung an und beim Fortbewegen des Trichters muss der aus dem Trichter nachsinkende Beton auf der vorderen Böschung hinabrutschen, wobei es sich nicht vermeiden lässt, dass der Beton an diesen Stellen mit dem Wasser in Berührung kommt und etwas von seinem Mörtel durch Abspülen verliert. Hat man nun einen Streifen Beton quer dureh die Baugrube geschüttet, so wird der Trichterwagen entsprechend seitwärts geschoben, um einen andern Streifen dicht neben der ersten schütten zu können. Nachdem auf diese Weise fortgefahren, die ganze Sohle der Baugrube mit der ersten Betonlage bedeckt ist, wird der Trichter höher genommen oder unten abgeschnitten und die zweite Lage geschüttet, wobei man die Streifen der obern Lage so legt, dass sie die Fugen der untern Lage überdecken, weil die Fugen wegen der längeren Berührung mit dem Wasser etwas von ihrem Mörtel verloren haben und daher weniger sicher geschlossen sind.

Einen eisernen Trichter zum Versenken des Betons zeigen Fig. 271 und 272 in der Seitenansicht und im Horizontalschnitte. Der Trichter wird dureh Ketten und Winden auf einem Geleise verschoben und kann auch in der Höhe auf diese Weise verstellt werden. Unten hat der Trichter zwei Walzen zum Ebnen des Betonbettes.

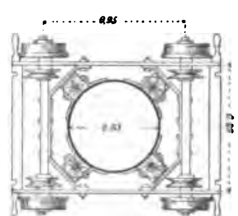
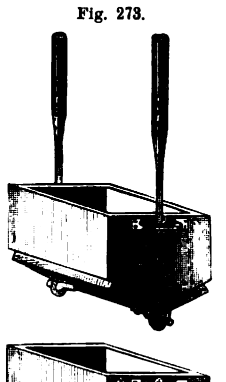


Fig. 272.

Hat die Baugrube eine so grosse Breite, dass sie selbst mit armirten Trägern nicht überspannt werden kann, oder fehlen ihr genügend hohe und feste Seitenwände, um eine Schiebebühne darauf anzubringen, so schüttet man den Beton, anstatt mit einem Trichter, mittelst Kasten oder mittelst Säcken aus Segeltuch von einem schwimmenden Gerüste aus. Hierdurch werden auf der Sohle der Baugrube einzelne Betonhaufen nebeneinander gebildet, welche sich in ihren Böschungen überdecken. Die zu diesem Zwecke benutzten Kasten sind ziemlich verschieden eingerichtet, doch wendet man gewöhnlich nur solche an, bei denen der Boden sich öffnen lässt, um den Inhalt hindurchgleiten zu lassen. In Fig. 273 bis 275 ist ein kleiner hölzerner Klappkasten dargestellt, der ca. 0,04^{cbm} Beton fasst und wobei die Versenkung an 2 Stangen aus freier Hand erfolgt. Diese Kasten, mit denen 8 Mann täglich 12,2 bis 13,4^{cbm} Beton versenken konnten, wurden beim Bau der Augusta-Brücke in Berlin zur Fundirung der Mittelpfeiler angewendet, welche zwischen 10 und 13^{cm} starken Spundwänden 1,35 bis 1,6^{m} starke Betonschichten erhielten. Die Handhabung dieser

Fig. 273.



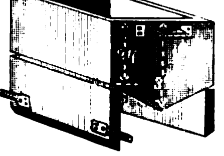


Fig. 274.

Kasten ist äusserst einfach, denn sobald der gefüllte Kasten die Sohle der Baugrube erreicht hat und hier aufsteht, werden die Stangen unten ausgehakt und emporgezogen, wobei die Haken unter die obern Griffe des Kastens stossen und denselben nach oben ziehen, während der Beton aus dem geöffneten Kasten herausgleitet.

Fig. 275.

Ein sehr zweckmässiger und oft angewendeter Beton-Versenkkasten aus Eisenblech ist in Fig. 276 bis 278 dargestellt. Derselbe besteht aus 2 in der Axe aufgehängten Viertel-Cylindern, die durch Charniere verbunden sind. An jedem der beiden Theile sind bei *a* Kettenenden befestigt, welche sich in dem Ringe *b* eines Seiles vereinigen. Wird dieses Seil angezogen, so muss der Kasten sich öffnen und entleeren, während er sich von selbst wieder schliesst, sobald man dieses Seil loslässt. Das selbstthätige Schliessen und der Umstand, dass der gefüllte Kasten kein Bestreben hat, sich zu öffnen, sind besondere Vorzüge dieses Kastens. Der in der gezeichneten Grösse ca. 0,37 cbm Beton fassende Kasten hängt an 2 Seilen, welche um die Trommel einer

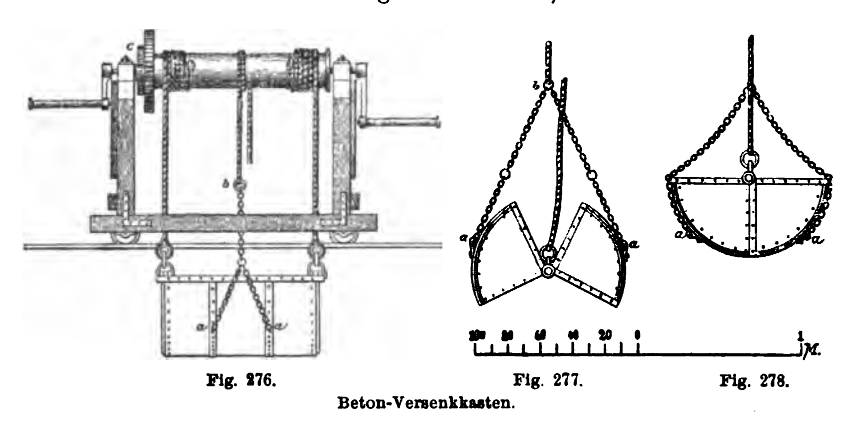


Fig. 276. Fig. 277. Fig. 278.
Beton-Versenkkasten.

Winde geschlungen sind. An der Windetrommel befindet sich ein Sperrrad *c*, um den Kasten beim Füllen feststellen zu können. Nachdem der Kasten gefüllt ist, löst man die Sperrklinke und lässt den Kasten mit Hilfe der Kurbeln langsam hinab; wenn dann der Kasten anf der Sohle der Baugrube oder auf dem bereits versenkten Beton aufsteht, werden die Seile noch etwas mehr von der Trommel abgewickelt, damit sie ganz schlaff sind, und hierauf werden die am Kasten befindlichen Ketten durch das Mitteltau stark angezogen, indem der Vorarbeiter das Tau anhebt und die auf der Trommel befindlichen Windungen desselben nachzieht.

Während nun das Ende des Mitteltaues angeholt wird, lässt man die Windetrommel so drehen, dass der Kasten gehoben werden muss; dieser hängt dann nur an dem Mitteltau, da die beiden Seitentaue schlaff sind. Hierbei werden also beide Kastentheile auseinander- und unter dem Betonhaufen hervorgezogen, wodurch der freie Fall des Betons im Wasser auf ein sehr geringes Mass zurückgeführt ist. Erst nachdem der Kasten an dem Mitteltau bis über Wasser gehoben ist, wird dieses Seil nachgelassen, damit der nun an den beiden Seitentauen hängende Kasten sich schliesst, um von Neuem gefüllt zu werden. Vor jeder neuen Füllung wird das auf Schienen laufende Windegerüst um die Kastenlänge vorgeschoben, damit sich nach und nach ein gleichmässiger Betonstreifen über die ganze Breite der Baugrube bildet. Ist ein solcher Streifen geschüttet, so wird der ganze Gerüstwagen entsprechend weit verschoben,

um einen neuen Streifen dicht neben den vorhergehenden schütten zu können; das Mass der Verschiebung wird vorher auf den Schienen vorgezeichnet.

Bei dem in Fig. 279 und 280 dargestellten hölzernen Kasten besteht der Boden aus 2 eisernen Klappen, eine derselben umfasst die andere, während beide durch die Haken *f* geschlossen gehalten sind. Wenn dieser gefüllte Kasten fast bis zur Sohle der Baugrube hinabgelassen ist, lösst man die Haken *f* durch Anziehen der Leinen *g*, wodurch beide Klappen in die punktirt angedeutete Stellung zurück schlagen und den Beton herausgleiten lassen. Ist dann der Kasten wieder bis über Wasser emporgezogen, so müssen die Klappen mittelst der daran befestigten Leinen *h* gehoben und die Haken wieder eingestellt werden. Dieser Kasten ist nicht so zweckmässig wie der vorhergehend beschriebene.

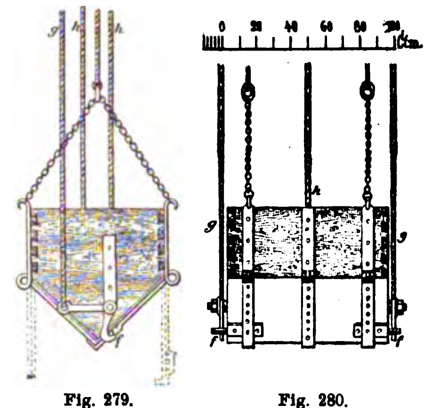


Fig. 279. Fig. 280.
Beton-Versenkkasten.

Die in Fig. 281 bis 288 dargestellten Apparate wurden zur Betonirung der Hellinge und der 4 Trockendocks im Kriegshafen zu Kiel angewendet *(Zeitsch. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1874, S. 497 und 1876, S. 49).* Hierbei trug das für den Vorhelling benutzte schwimmende Gerüst Fig. 281, wovon in Fig. 282 die Hälfte der Vorderansicht dargestellt ist, 4 eiserne Versenkkasten, während für den

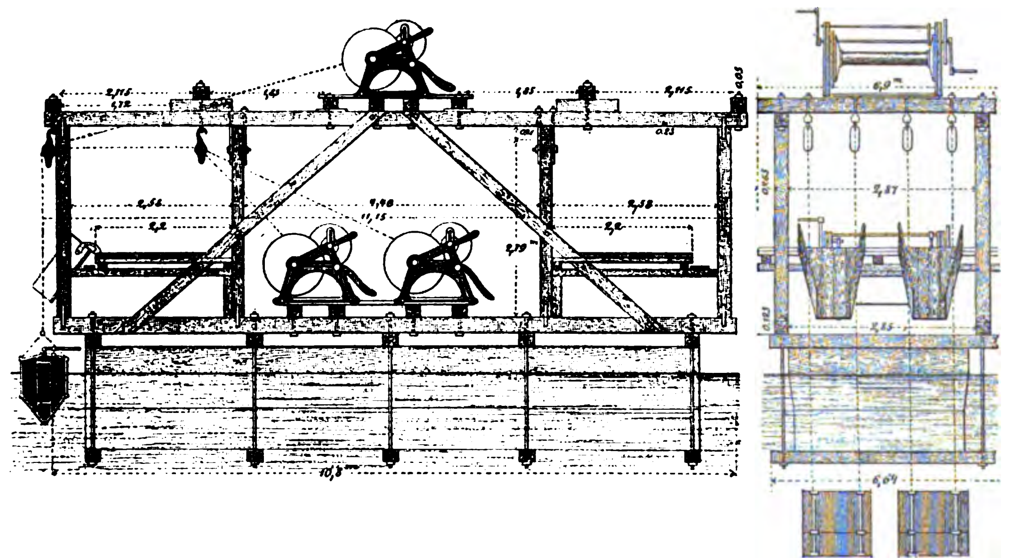


Fig. 281. Betonirungs-Gerüst. Seitenansicht. Fig. 282. Vorderansicht.

Stapelhelling ein ganz ähnlich construirtes Gerüst mit 6 Kasten angewendet war, wobei jeder Kasten etwa $^3/_4{}^{cbm}$ Beton fasste.

Später wurde das Versenkgerüst vom Baumeister Beckering derartig verbessert, dass 10 Kasten möglichst nahe nebeneinander aufgehängt waren, von denen jedesmal die Hälfte gleichzeitig hinabgelassen wurde, so dass ihr Inhalt fast wie eine einzige Masse angesehen werden konnte, indem sich beim Entleeren die Böschungen der

einzelnen Kastenfüllungen gegenseitig deckten, wodurch eine nachtheilige Einwirkung des Wassers auf den Beton möglichst verhindert war. In solcher Weise wurden täg-

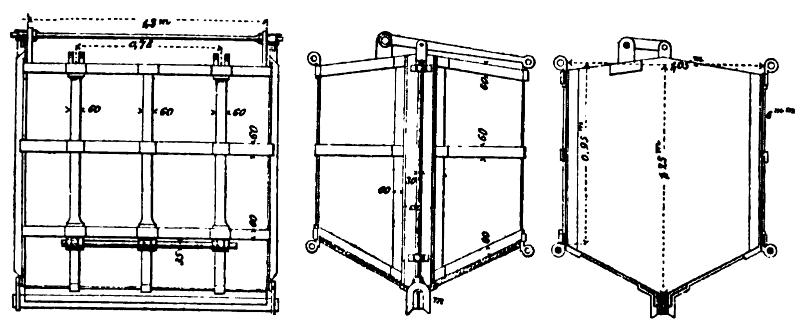


Fig. 283. Vorderansicht. Fig. 284. Seitenansicht. Fig. 285. Querschnitt.
Beton-Versenkkasten.

lich im Mittel 110, und höchstens 156 cbm Beton versenkt. Bei dem Gerüst mit 6 Kasten am Stapelhelling No. 1 betrug die grösste Leistung, welche bei Anstellung von 100 Arbeitern in 10 Arbeitsstunden erzielt wurde, 120 cbm.

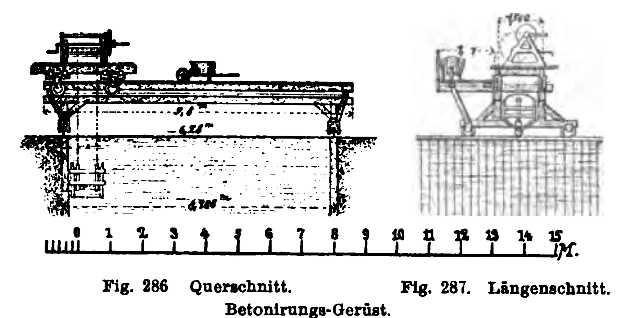


Fig. 286 Querschnitt. Fig. 287. Längenschnitt.
Betonirungs-Gerüst.

Für die Dockbetonirung hatte Oberingenieur **Rechtern** ein Gerüst mit 9 Kasten hergestellt und den in Fig. 283 bis 285 dargestellten Kasten eine solche Grösse gegeben, dass sie $1\frac{1}{2}$ cbm Beton fassen konnten, da in grossen Kasten die Betonmasse beim Füllen viel kompakter wird und beim Entleeren mit dem Wasser weniger in Berührung tritt, weil die Oberfläche nicht dem kubischen Inhalte proportional ist. Man hatte die Kasten so gross genommen, dass sie noch durch Winden mit einfachem Vorgelege von 4 Mann gehandhabt werden konnten. Bei obiger Grösse betrug das Gewicht eines Kastens nebst Kette 500 kg, das der Füllung 3400 kg und der von 4 Mann ausgeübte Kurbeldruck war zu 128 kg angenommen, was für den vorliegenden Zweck nicht zu gross erschien, indem diese Maximal-Anstrengung der Mannschaft nur in dem sehr seltenen Falle eintritt, wenn ein Kasten aus irgend einem Grunde sich nicht öffnen will und daher mit der Füllung wieder gehoben werden muss. Die Windetrommel hatte 30 cm Durchmesser, der Kurbelkreis 45 cm Halbmesser, das Triebrad auf der Kurbelwelle bei 11 Zähnen 7,26 cm Theilkreis-Halbmesser und darnach ergab sich für das Rad auf der Trommelwelle ein Theilkreis-Halbmesser von 76 cm und eine Zähnezahl = 115; beide Räder erhielten 8,2 cm Breite. Die beiden Sperrräder auf der Kurbelwelle hatten 12 Zähne bei 20 cm Durchm., die Bremsscheibe erhielt 32 cm Radius und 5 cm Breite zwischen den Flanschen.

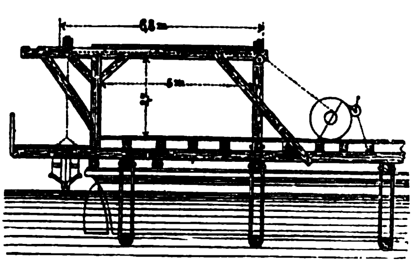


Fig. 288. Betonirungsgerüst.

Gewöhnlich liess man nach Ausklinkung der Sperrkegel den gefüllten Kasten

mittelst der Bremse hinunter und es war an der Winde nur im ersten Augenblick nach dem Oeffnen des Kastens, wenn der Beton noch an dessen Wandungen klebte, die Ausübung eines stärkeren Druckes nöthig; daher konnte die Bedienung einer Winde beim Betriebe derselben auf 3 Mann reducirt werden. Man achtete darauf, dass jeder Kasten einen ordentlich abgerundeten Betonhaufen erhielt und die erste Senkung des Kastens ins Wasser nicht zu hastig erfolgte, damit die im Beton eingeschlossene Luft ganz allmälig entweichen konnte. Wird diese Vorsicht unterlassen oder ein Kasten nur theilweise gefüllt, so ist durch das plötzliche Eintreten des Wassers über den obern Kastenrand ein bedeutendes Auswaschen des Mörtels die unausbleibliche Folge, während bei sorgsamer Behandlung in Folge der Versenkung nur eine sehr unbedeutende Mörtelmasse ausgespült wird, was durch Wiederaufziehen verschiedener Füllungen festgestellt wurde.

Das Oeffnen der Kasten erfolgte, nach Fig. 284, durch eine an dem obern Hebel angebundene Leine; indem diese Hebel an beiden Seiten des Kastens gehoben werden, ziehen sich die Schieber bei *m* von den verticalen Flacheisen, die den Verschluss der Klappen bilden. Um nun das hauptsächlich bei der Entleerung der Kasten erfolgende Auswaschen des Mörtels möglichst zu verhindern, durfte das Oeffnen der Klappen nicht eher vorgenommen werden, bis durch das Schlaffwerden der Ketten das Aufstehen der Kasten mit den Spitzen auf der bereits erfolgten Schüttung unzweifelhaft angezeigt war. Das in Kiel zur Betonirung des Pumpenhauses der Trockendocks angewendete Rollgerüst mit nur einem Kasten ist in Fig. 286 und 287 dargestellt.

Trotz aller Sorgfalt lässt sich bei der Betonirung nicht ganz vermeiden, dass aus dem Beton feine Mörteltheile ausgewaschen werden, die sich einige Zeit im Wasser schwebend erhalten, jedoch bald als schlammige Masse niederschlagen. Dieser Thonschlamm erhärtet nicht, wie der Mörtel, sondern unterbricht den wasserdichten Zusammenhang der nacheinander versenkten Betonmassen. Es ist daher zweckmässig, das Schütten der einzelnen Lagen möglichst rasch aufeinander folgen zu lassen, denn sobald der auf der untern Schicht abgelagerte Schlamm noch dünnflüssig ist, kann er ausweichen, wenn die Ueberdeckung durch die nächste Schicht erfolgt. Bei den Docks in Kiel, welche eine Betonschicht von 1,6 bis 2^{m} Stärke erhielten, vollzog man die Schüttung in 2 Lagen. Es wurde zunächst die erste Schüttungslage aus 3 Kastenfüllungen *a* und darauf die wirkliche Höhe durch weitere 2 Füllungen *b* hergestellt, wie in Fig. 289 angedeutet ist. Diese Methode verdient jedenfalls gegen das Verfahren, die erste Lage zunächst durch die ganze Baugrube zu treiben und darauf die zweite nachzuholen, unbedingt den Vorzug, denn durch die rasche Aufeinanderfolge der Lagen wird eine gute Verbindung der einzelnen Schüttungen sicher eintreten, was bei der andern Methode nicht zuverlässig der Fall ist; ausserdem stehen der gänzlichen Entfernung des Betonschlammes, der sich vor dem äussersten Schüttungsfuss zusammenschiebt, keinerlei Schwierigkeiten entgegen, da der angesammelte Schlamm durch Sackbagger leicht gehoben werden kann.

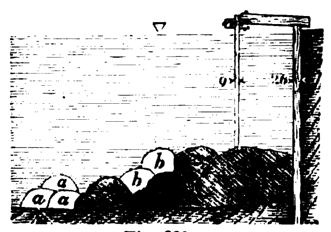


Fig. 289.

Die Baugruben der Kieler Docks wurden mit Beton-Seitendämmen versehen, was zwar zur Sicherung der Sohle nicht erforderlich war, was jedoch deshalb wünschenswerth erschien, weil einerseits die Baggerung dicht an den Spundwänden nur sehr schwer bis zur vorschriftsmässigen Tiefe herzustellen ist und andererseits bei der Betonschüttung an dieser Stelle immer ein unausgeschütteter Zwickel entsteht, ausserdem

aber noch der Beton mit dem Holze keine Verbindung eingeht; die Dammschüttung verstärkte also in wünschenswerther Weise für das Ausschöpfen der Baugrube die an den Spundwänden in der Betonirung entstehenden schwachen Punkte. Zur Herstellung der Dammschüttung wurden 9^{cm} starke Bohlen mit 15^{cm} langen eisernen Spitzen versehen und mittelst eines schweren Hammers in den bereits etwas erhärteten Beton eingetrieben. Ueber dem Wasserstande wurden die Bohlen dann durch 2 Längszangen von $18/18^{cm}$ Stärke gehalten und letztere in Abständen von etwa 2^{m} nach Fig. 289 durch Querzangen mit der Spundwand verbunden. Diese Holzwände bewährten sich sehr gut, da sie äusserst rasch hergestellt und ebenso wieder entfernt werden konnten; den Auftrieb des Holzwerkes verhinderte man durch aufgelegte Eisenbahnschienen. Die Schüttung der Dämme erfolgte dann ebenfalls von dem schwimmenden Gerüste aus.

Die Entscheidung der Frage, ob es vortheilhafter ist, den Beton durch Trichter oder in Kasten zu versenken, dürfte nur von den jedesmaligen lokalen Verhältnissen abhängen, da durch beide Methoden bei gehöriger Sorgfalt eine gleich gute Schüttung hergestellt werden kann. Falls die Versenkung von schwimmenden Rüstungen aus erfolgen muss, sind Kasten unbedingt vorzuziehen; man kann damit aber keine so ebene Oberfläche erzielen, wie dies mit den Walzen des Trichters der Fall ist, und aus diesem Grunde wird die Anwendung des Trichters oft vorgezogen. Indess ist eine vollständig ebene Oberfläche der Betonschüttung kein dringendes Bedürfniss, weil bei der vorzunehmenden Uebermauerung eine solche leicht dargestellt werden kann. Uebrigens lässt sich auch bei der Kastenschüttung die Oberfläche einigermassen ebnen, indem man die einzelnen Haufen des noch weichen Betons unmittelbar nach dem Versenken vermittelst einer an einer hölzernen Stange befestigten schweren gusseisernen Scheibe platt drückt; hierbei muss man jedoch vorsichtig verfahren, damit das über dem Beton stehende Wasser nicht in starke Bewegung kommt, wodurch der Mörtel zu sehr ausgespült werden würde. Um sich bei der Kastenschüttung zu überzeugen, dass keine Löcher in dem Betonbette vorkommen, benutzt man eine Peilstange, die unten mit einer kleinen eisernen Scheibe versehen ist. An dieser Stange wird die Höhe des Wasserspiegels markirt und findet man irgendwo grössere Vertiefungen, so muss man dieselben gleich ausfüllen.

In Kiel bewährte sich in Bezug auf Schlammbildung der Trassbeton weit besser als der Cementbeton, denn auf dem trockengelegten Bett des Cementbetons fand man über der festgewordenen Masse viele lose Steine, die vollständig des Mörtels beraubt waren, während beim Trassbeton selbst die obersten Steine angebunden hatten. Beim Stapelhelling No. 1, dessen Bett aus fettem Cementbeton bestand, war während der Betonirung schon $^1/_{13}$ aller versenkten Betonmaterialien als Schlamm herausgebaggert worden, dennoch fand man in der Baugrube, nachdem das Wasser ausgeschöpft war, noch etwa 500^{cbm} Betonschlamm, der theils dünnflüssig war, theils eine festere seifenartige Beschaffenheit hatte. Nachdem dieser Schlamm auf Sandboden abgelagert war, trocknete er zwar sehr zusammen, brachte es aber auch nach Jahren zu keiner grösseren Festigkeit, als die eines fetten Thons. Obgleich das Betonbett im Allgemeinen vollständig wasserdicht war, so fand man doch grosse Schlammsäcke und Nester von ausgewaschenen Steinen, was sich daraus erklärt, dass einerseits der Mörtel zu fett und andererseits der Zusatz von Mörtel zum Schotter zu gering gewesen war. Der Cement zersetzte sich im Wasser in Thon und Kalk und der Thon wurde ausgespült. Es dürfte sich wohl empfehlen anstatt reinen Cement-Sandmörtel zum Beton zu verwenden, noch einen Zusatz von Kalk zum Mörtel zu benutzen, wodurch er dem Trassmörtel ähnlicher wird und sich im Wasser nicht so leicht zersetzt.

Zu erwähnen ist noch, dass sich in der Betonschüttung auch Gase entwickeln bezw. eingeschlossene Luft, die beim Entweichen durch den seifenartigen Schlamm oft

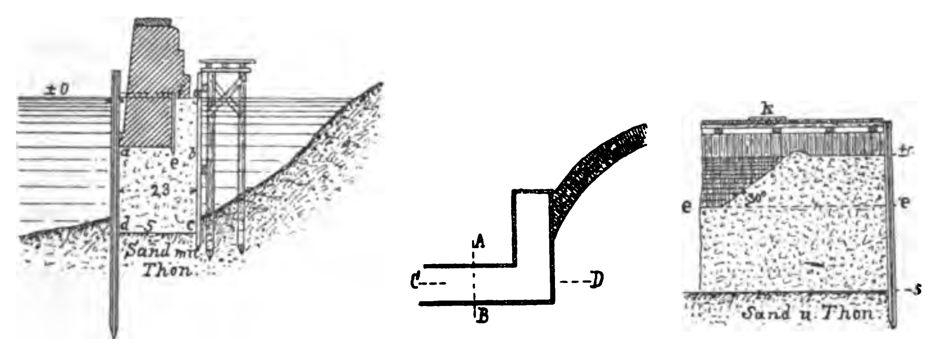
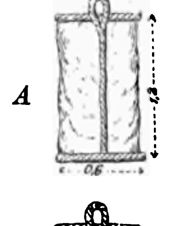
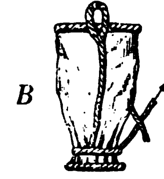


Fig. 290. Querschnitt AB. Fig. 291. Lageplan. Fig. 292. Längenschnitt CD.

röhrenförmige Gebilde aus dem letzteren erzeugen. So fand man nach Trockenlegung des Vorhellings No. 1 in Kiel, dass aus dem Betonbett ein Wald von pflanzenartigen, bis zu 1^{m} hohen Gebilden aufgeschossen war, die, den Tropfsteinbildungen ähnlich, im Innern hohl waren.





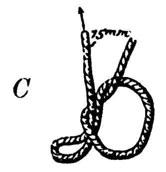


Fig. 293.

Beim Bau einer Kaimauer zur Abschliessung des Werftterrains zu Gaarden bei Kiel gegen den Hafen zu, wurde die Betonversenkung nach Fig. 290 bis 294 durchgeführt *(mitgetheilt von B. Stahl im Wochenblatt für Architekten und Ingenieure 1881, S. 17).* Nach Fig. 290 war die Baugrube gegen das Aussenwasser durch eine Spundwand abgeschlossen und landseitig durch eine Bohlwand geschützt. Dann wurde die Baugrube zwischen den Holzwänden ausgebaggert und der Fuss der Mauer *a b c d* aus Beton hergestellt, nämlich in der oben beschriebenen Weise in Betonkasten versenkt. Als dann nach etwa 7 Tagen die Oberfläche *a b* des Betonkörpers noch nicht sehr erhärtet war, wurde die innere Bohlwand *e f* etwa 20^{cm} tief in den Betonkörper eingeschlagen, wobei man auf möglichst dichten Schluss der Bohlen sah. Die Herstellung eines Fangedammes *b e f g* war zur Ausführung des Mauerwerks im Trocknen nothwendig, und dieser Betonfangedamm erhielt 0,9^{m} Stärke. Er bildet einen Theil des Mauerprofils; die Bohlwand wurde beseitigt und das Klinkermauerwerk schliesst sich dicht an den Fangedamm an und sitzt auf demselben auf. Die Herstellung des Fangedammes begann an einem Ende der Baugrube, wo der Beton bis zur Oberfläche des Wassers mit einem Kasten versenkt wurde, wobei sich ein Körper von der in Fig. 292 dargestellten Form bildete. Der natürliche Böschungswinkel des Betons betrug ca. 30°. Sobald der Beton aus dem Wasser herausragte, wurde diese Versenkungsmethode aufgegeben, da wegen der ungünstigen Gestalt der Kasten dies Verfahren unpraktisch wurde. Nun wurden einfach die mit Beton gefüllten Karren auf den vorderen Theil des aus dem Wasser ragenden Betonkörpers geschüttet, und das Eigengewicht des Betons sowohl, als auch eine geringe Nachhilfe durch 2 Arbeiter, welche denselben mit der Schaufel langsam

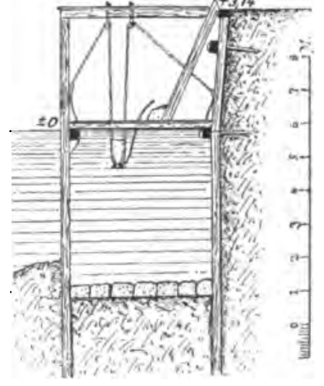


Fig. 294. Beton-Versenkung mit Säcken.

bis an das Wasser herandrückten, genügte zur sanften Abrutschung der angeschütteten Betonhaufen unter das Wasser. Hierbei wurde nicht etwa ein geschütteter Betonhaufen auf der schiefen Ebene bis auf die Fläche *e e*, Fig. 292, heruntergleiten lassen, sondern der Haufen wurde langsam vorgeschoben, wobei sich der Böschungswinkel vergrösserte, aber allmälig wieder auf 30° herunterging, wie später an den Schichtungen der einzelnen Tagesleistungen genau zu erkennen war. Die Schlammbildung zeigte sich sehr gering und der Fangedamm war äusserst fest und dicht.

Der Mörtel des Betons bestand aus 1 Theil Kalk, 2 Th. Trass und 3 Th. Sand; auf 1 Th. Mörtel wurden 2 Th. Steinschlag genommen. Anfänglich waren die Fugen der Bohlwand offen gelassen worden, um dem sich bildenden Schlamm Luft zu lassen. Es hat sich jedoch sehr bald gezeigt, dass durch die Fugen nicht nur der Schlamm, sondern auch Mörtel ausgespült wurde. Deshalb wurden die Fugen mit Leisten überdeckt, wodurch der Uebelstand total beseitigt war und die Wände des Fangedammes später eine glatte ebene Fläche zeigten. Wie nützlich das Dichten der Fugen war, liess sich an den Stellen erkennen, wo die Bohlen zufällig Astlöcher oder alte Bohrlöcher hatten; hier war jedesmal der Mörtel ausgewaschen und der Beton auf eine gewisse Strecke weniger fest und dicht. In Fig. 292 ist *k* eine verschiebbare Karrbahn.

An einer Stelle der Kaimauer war es nicht möglich das Betonirungsgerüst über die Baugrube zu bringen, daher wurde hier eine Betonirung mit Säcken versucht. Aus Segeltuch wurden cylinderförmige Behälter ohne Boden hergestellt; diese hatten 0,6^{m} Durchmesser und 1,2^{m} Höhe, waren durch Tauwerk oben und unten nach Fig. 293 verstärkt und zum Aufhängen mit 2 Oesen versehen. Dieselben hatten genügende Tragkraft, um ca. 150^{l} Beton aufzunehmen. Unten wurde der Behälter nach Fig. 293 *B* in Falten zusammengelegt und mit einem Knoten verschlossen, der aus dem Ende eines bis über Wasser reichenden Taues so geschürzt war, dass ein Zug an dem anderen Ende die Lösung des Knotens leicht bewirkte, während der durch den eingefüllten Beton ausgeübte Druck einen durchaus festen Verschluss des Sackes mittelst des Knotens zur Folge hatte. Der Knoten ist in Fig. 293 *C* gezeichnet und hat sich als der einfachste und beste Sackverschluss bewährt.

Die Säcke wurden ohne jeden Versenkungsapparat an Tauen, welche über Rollen liefen, zu Wasser gelassen. Der Sackinhalt von 150^{l} hatte über Wasser ein Gewicht von ca. 300^{kg}, was unter Wasser ca. 150^{kg} ausmacht. Die Last hing nach Fig. 294 an 2 Tauen und es genügten 4 Arbeiter zum Versenken und zum Heraufziehen des Sackes. Jeder Arbeiter hatte 75^{kg} bezw. 38^{kg} zu halten. Ersteres kam selten vor, da schon beim Einfüllen des Betons, welcher durch eine Schüttrinne auf die direct über dem Wasserspiegel liegende, auf den Zangen der Spundwand verschiebbare Pritsche gebracht war, der Sack im Wasser hing. Kam jedoch die ganze Last zur Wirkung, so wurden beim Herunterlassen die Taue gleitend über Knaggen geführt, die über der Pritsche an den Innenseiten der Spundwände befestigt waren. Die Verschiebung der einzelnen Betonhaufen geschah quer zur Baugrube durch Wandern der Rollen, und längs der Baugrube durch Vorwärtsbewegen des Balkens, woran die Rollen befestigt waren.

Was den Nachtheil anbelangt, den die Sackbetonirung dadurch nach sich zieht, dass die Säcke wasserdurchlässig sind, so ist dieser nicht zu verkennen, und es wurde auch hier ein geringes Auswaschen des Betons bemerkt, doch war der Beton nach 4 Wochen sehr hart.

Zum Vergleich der Kosten sei erwähnt, dass, bei 50^{m} mittlerer Transportweite, in einer Arbeitsstunde versenkt wurden:

1) in Kasten von 1500 Liter Inhalt 0,22 cbm, mithin waren zur Versenkung von 1 cbm Beton $4\frac{1}{2}$ Arbeitsstunden erforderlich;

2) in Säcken von 150 Liter Inhalt 0,14 cbm, oder pro 1 cbm waren 7,2 Arbeitsstunden nothwendig.

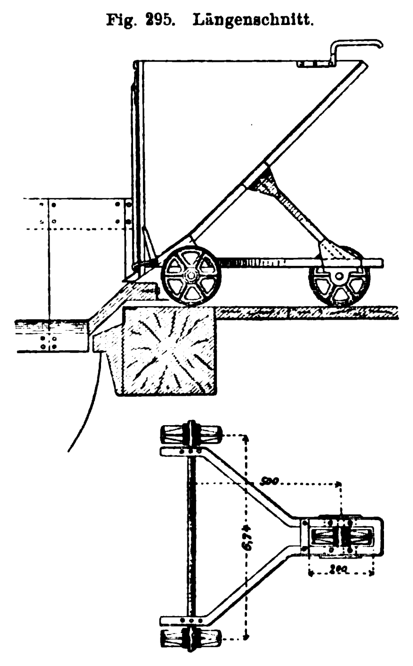

Fig. 295. Längenschnitt.

Fig. 296. Horizontalabschnitt.
Beton-Wagen.

Die Kastenversenkung ergab eine Ersparniss von 4,8 Arbeitseinheiten, was den sehr grossen Kasten zu danken war; man muss daher bei der Betonirung mit Kasten diese möglichst gross nehmen. An manchen Stellen bietet aber dennoch die Betonirung mit Säcken ein sehr gutes Mittel, um überhaupt Beton anwenden zu können.

Für die Fallkessel der Dücker am Oranienburger Canal sind bei fast 3,5 m Wassertiefe quadratische Röhren von 25 cm Seite und 30° Neigung zur Schüttung der 0,7 m starken Betonsohle angewendet, aus denen der Beton unten durch Verschieben des Rohres herausrutschte. Der Beton bestand aus 1 Theil Wildauer Cement, 3 Th. Grand und 6 Th. Betonsteinen aus Mauersteinen geschlagen. Nach 5 bis 7 Tagen war der Beton soweit erhärtet, dass man auspumpen und mit den Mauerarbeiten beginnen konnte.

Zum Anfahren des Betons von den Mischtrommeln nach den Versenkungsstellen ist der in Fig. 295 und 296 dargestellte 3räderige Wagen sehr zweckmässig. Derselbe wurde für den Bau der Weichselbrücke bei Graudenz construirt und angewendet. Die senkrechte Vorderwand ist eine Klappe, die sich in den oberen Charnieren dreht und unten durch Haken geschlossen gehalten wird. Werden diese Haken durch die Winkelhebel gehoben, so hat die Klappe ihren Halt verloren und der Beton rutscht heraus, und zwar vollständig, da sich auf der schiefen Ebene des Kastenbodens nichts festsetzen kann.

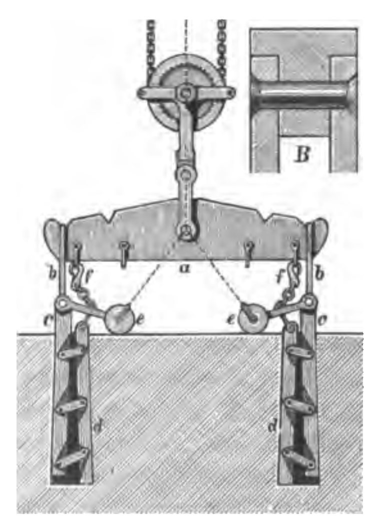


Fig. 297. Matthew's Block-Versetzer.

Bei Hafenbauten werden in neuerer Zeit grosse Betonblöcke angewendet, die man auf Steinschüttungen lagert, unter Wasser versetzt und ohne irgend ein Bindemittel in Verband aufeinander lagert. Solche künstlich hergestellten Betonblöcke erhielten bei den Kai- und Molenmauern zu Triest und Fiume 3,7 m Länge, 2 m Breite und 1,5 m Höhe; sie haben also 11,1 cbm Inhalt und ein Gewicht von ca. 28,2 t. Für die Dock- und Hafenanlagen zu Newyork wurden regelrecht verlegte Betonblöcke verwendet, die 3,66 m lang, 3,05 m breit und 2,14 m hoch waren; ihr Gewicht betrug 70 bis 80 t. Beim Versetzen dieser grossen Blöcke unter Wasser leistet der in Fig. 297 dargestellte, von Matthew construirte Apparat besonders gute Dienste.

An der Traverse *a* eines starken Krahnes sind die in einen Betonblock eingreifenden Steinklauen oder Schlusskeile *c* vermittelst der schmiedeeisernen Bügel *b* aufgehängt.

Mit dem Theile *c* ist der Theil *d* durch 3 schräggerichtete Gelenkstangen verbunden, so dass beide Theile beim Heben des Theiles *c* sich wie Keile gegen die Seitenwände des nach unten erweiterten Loches im Betonblocke anpressen. Der Hebel des Gegengewichtes *e* sitzt mit dem Bügel *b* fest auf dem durch *c* gehenden Bolzen. Ist nun der Betonblock richtig gelagert und senkt man die Traverse *a* um ein Geringes, so kann der Bügel *b*, indem man vermittelst einer Leine das Gegengewicht *e* hebt, von der Traverse abgeworfen werden. Wenn man nun nach Abheben der Bügel *b* die Traverse des Krahnes aufzieht, so werden die vermittelst der Haken *f* an der Traverse hängenden Theile *d* der Steinklaue gehoben, wodurch sich die letztere in dem Steinloche löst und herausgezogen werden kann. An den Haken *f* befinden sich kleine Federn, welche verhindern, dass die Haken durch Zufälligkeit aus den kleinen Bügeln der Krahntraverse aushaken können. Bei *B* in Fig. 297 ist die Verbindung der Gelenkstangen mit den beiden Theilen der Steinklaue dargestellt. Die genaue Herstellung der Löcher in den Betonblöcken hat keine Schwierigkeit, da man dieselben mit Hilfe zweckmässig eingerichteter Kerne gleich mit einformen kann.

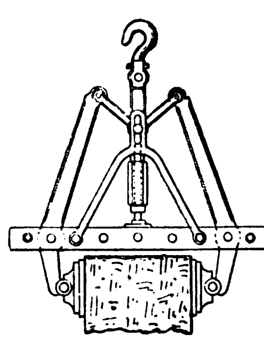


Fig. 298. Stein-Hebezeug von Barrère.

Für kleinere Blöcke über Wasser kann man auch das Stein-Hebezeug von Barrère anwenden, welches in Fig. 298 dargestellt ist und keine Löcher zum Einsetzen von Steinklauen erfordert. Hier werden durch ein Hebelwerk 2 Backen gegen den zu hebenden Stein gepresst. Der Apparat ist in der Anschaffung theuer und kann nicht Steine von verschiedenen Breiten heben, da die Backen sich nicht weit auseinander stellen lassen.

Wenn die Anzahl der zu versetzenden Betonblöcke eine verhältnissmässig geringe und die Bauzeit nicht zu kurz bemessen ist, so dürfte sich die Anwendung der Schwimmer empfehlen, die man beim Hafenbau in Fiume benutzte *(Zeitsch. des Oesterr. Ing.- und Archit.-Vereins 1874, S. 257).* Die Blöcke von 11,1 cbm Inhalt werden hierbei, unter einem zu diesem Zwecke erbauten 4räderigen Wagen hängend, auf dem Geleise einer geneigten Ebene ins Wasser gefahren und auf das Plateau *a*, Fig. 299, abgelagert, von wo aus der Schwimmer sie aufnehmen kann.

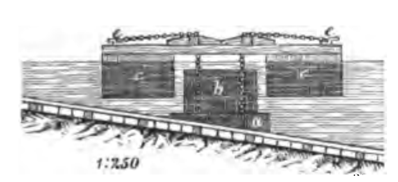


Fig. 299. Schwimmer.

Der letztere besteht aus 2 wasserdichten hölzernen Kasten *c*, wovon jeder 1,2 m Höhe, 2,1 m Breite und 5,2 m Länge, oder 13 cbm Rauminhalt hat. Diese Kasten sind 2,8 m voneinander entfernt und oben durch 3 Hölzer von 30 cm Stärke miteinander verbunden; letztere liegen in 1,4 m Abstand von Mitte zu Mitte. Der Betonblock *b* hängt an Ketten zwischen den beiden Kasten, und damit die Ketten beim Versetzen nicht hinderlich sind, ist jeder Block unten und an beiden Seiten mit 10 bis 12 cm breiten und tiefen Nuten versehen, worin die Ketten Platz finden. Bei *e* sind an dem mittleren Langholze Haken befestigt, um welche die von den Querriegeln getragenen Ketten geschlungen werden. Jeder Kasten des Schwimmers ist in 2 Kammern getheilt und jede Kammer kann mittelst eines nahe am Boden derselben angebrachten Einlassventiles mit Wasser gefüllt werden, während die darin befindliche Luft durch Kautschukschläuche entweicht, von denen je einer am Deck jeder Kammer eingeschraubt ist. An ihrem freien Ende haben diese 4 Schläuche hölzerne Verschluss-Vorrichtungen. Zum Auspumpen des Wassers

aus den Kammern dienen Handpumpen, von denen je eine in einer Kammer eingesetzt ist.

Sobald nun der Schwimmer über den auf dem Plateau *a* liegenden Block gebracht und die Ketten befestigt sind, wird der Betonblock durch Auspumpen des Wassers aus den beiden Kasten von seiner Unterlage abgehoben und nach der Stelle transportirt, wo er versetzt werden soll. Hier sind 2 Fahrzeuge in etwa 12^{m} Abstand von einander so verankert, dass der Schwimmer mit dem Block zwischen beide gebracht, von ihnen aus mittelst Taue über seiner künftigen Lage gerichtet und beim Niederlassen dirigirt werden kann. Jetzt werden die Einlass-Ventile und der Verschluss der Gummischläuche, von denen während dieser Arbeit je 2 nach einem der Fahrzeuge geleitet sind, geöffnet und der Schwimmer beginnt zu sinken. Hat nun der von den Fahrzeugen aus und von einem Taucher gelenkte Block die richtige Lage in der Mauer erhalten, so löst der Taucher die Ketten von demselben, worauf der Schwimmer von selbst an die Oberfläche des Wassers steigt. Falls jedoch der Block wegen Richtigstellung seiner Lage nochmals gehoben werden muss, hängt man denselben mittelst entsprechend langer Ketten an den am Wasserspiegel befindlichen Schwimmer und hebt den Block durch Auspumpen des Wassers aus den Kasten des Schwimmers von seiner Unterlage ab, damit der Taucher den Block dann in die genaue Lage bringen kann.

Fig. 300. Seitenansicht.

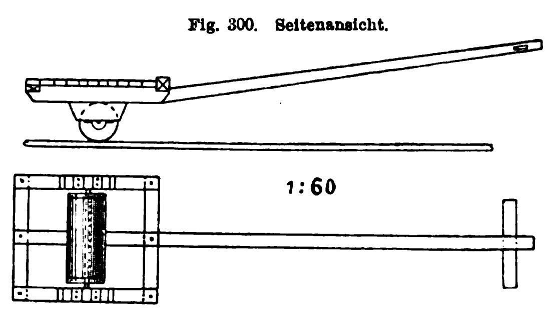


Fig 301. Untere Ansicht
Stein-Wagen.

Um schwere Betonblöcke oder Werkstücke auf kurze Strecken fortzubewegen, eignet sich der in Fig. 300 und 301 dargestellte Steinwagen. Damit die Last sich auf dem Boden auf eine grössere Fläche vertheilen kann, hat derselbe statt der Räder eine eiserne Walze. Zur Fortschaffung grosser Steine auf gewöhnlichen Strassen eignet sich der in Fig. 302 dargestellte Steinwagen von Folacci sehr gut, da derselbe namentlich auch ein äusserst bequemes Auf- und Abladen gewährt. Die punktirten Linien in Fig. 302 zeigen den beladenen Wagen. Auf demselben befindet sich eine gusseiserne Grundplatte, die quergelegte eiserne Axen mit Laufrollen an deren Enden trägt. Auf diesen Rollen bewegt sich eine eiserne Plattform, welche die Last aufzunehmen hat. Die Plattform kann gekippt werden und stützt sich dann mit einer grösseren eisernen Walze auf dem Erdboden, während eine Kette vom Vorderwagen aus die Plattform auf dem Wagen festhält. Um schwere Blöcke aufzuladen, stellt man dieselben hochkantig hinter den Wagen, kippt sie auf die Plattform, bindet sie darauf fest und windet nun mittelst der Kette die Platte auf den Wagen. Das Abladen der Blöcke wird noch dadurch erleichtert, dass die Plattform an ihrem hinteren Ende eine Walze trägt, worauf die

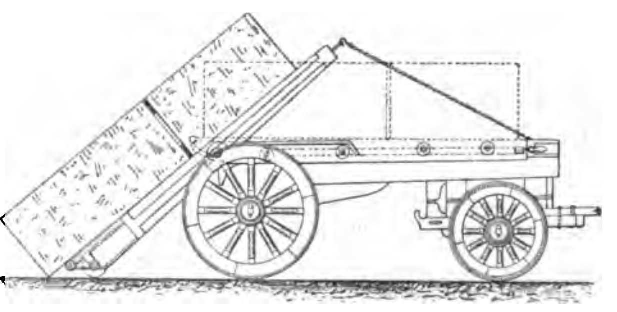


Fig. 302. Folacci's Steinwagen.

Blöcke abrollen können. Aus Fig. 302 ist ersichtlich, dass die Plattform rückwärts erheblich höher ist, so dass sie also auf einer schiefen Ebene leicht von dem Wagen herabrollt.

Dritter Abschnitt.

Kalk, Cement und Beton.

§. 13. Der Luftmörtel und der hydraulische Kalkmörtel.

Die in der Natur vorkommenden Kalksteine sind entweder **kohlensaurer** oder **schwefelsaurer** Kalk, der letztere heisst **Gyps**, während der erstere durch das „Brennen" den zur Mörtelbereitung verwendeten **Kalk** liefert. Das Brennen des kohlensauren Kalkes bezweckt die Austreibung der **Kohlensäure** aus dem Kalkstein, wodurch dieser in kohlensäurefreies Calciumoxyd umgewandelt wird. Bringt man nämlich den kohlensauren Kalkstein so zum Glühen, dass seine Kohlensäure leicht entweichen kann, so bleibt **gebrannter** Kalk zurück; geht dieses Glühen aber in einem geschlossenen Raume vor sich, wo die Kohlensäure nicht entweichen kann, so schmilzt der Kalk und erstarrt beim Erkalten zu einer krystallinischen Masse, die unveränderter kohlensaurer Kalk ist. Das Kalkbrennen geschieht entweder in **Meilern** auf freiem Felde oder in **Oefen** und ist im Allgemeinen hinreichend bekannt. Der Kalk hat nach dem Brennen ein etwas kleineres Volumen als vorher und ist viel leichter geworden, indem er ca. $^3/_7$ seines früheren Gewichtes verloren hat. Wenn daher gebrannter Kalk sich schwer anfühlt, oder beim Anschlagen einen hellen Klang giebt, so ist derselbe nicht **gar** gebrannt.

Der kohlensaure Kalk kommt in allen Flötzformationen vor und ist sehr häufig mit Eisen, Sand, Thon, Bitumen etc. verunreinigt. Enthält der Kalk nicht mehr als 5 bis 6 % fremde Bestandtheile, so spricht man von **fettem** oder **Weiss-Kalk;** dieser wird durch Aufgiessen von Wasser **gelöscht** und lässt man den hierdurch entstehenden dünnflüssigen Kalkbrei in Gruben fliessen, wo er wenigstens so lange stehen bleibt, bis sich das Wasser verzogen hat und der Kalk auf der Oberfläche 3 bis 5^{cm} starke Risse zeigt. Durch das Löschen hat sich das Volumen des gebrannten Kalkes bis auf das $3\frac{1}{2}$ fache vermehrt. An sich bildet der gelöschte Kalk keine feste Masse, denn indem er das Wasser nach und nach an die Luft abgiebt, schwindet sein Volumen sehr stark, er bekommt also Risse und zerfällt endlich in kleine ausgetrocknete Stückchen, die so weich sind, dass man sie zwischen den Fingern leicht zerreiben kann.

Mischt man aber den gelöschten Kalk mit **reinem scharfen Quarzsande** zu einem steifen Brei, den man **Mörtel** nennt, in der Weise, dass der Kalk jedes Sandkörnchen umhüllt und zwischen allen Sandkörnern eine genau schliessende Zwischenlage bildet, so erhärtet der Kalk, indem er nach und nach Kohlensäure aus der Luft anzieht und sich dadurch wieder in kohlensauren Kalk verwandelt. Indess erfolgt die Bildung des kohlensauren Kalkes im Mörtel sehr langsam und nur dann, wenn die Luft zum Mörtel Zutritt hat, wesshalb man den aus **fettem** Kalk und Sand hergestellten Mörtel auch **Luftmörtel** nennt. Dieser Mörtel erhärtet im Wasser **nicht,** während er sich an der Luft in eine zusammenhängende feste Masse verwandelt und

mit dem Alter immer mehr an Festigkeit zunimmt, ohne dass eine chemische Verbindung zwischen dem Kalk und dem Sande vorausgesetzt werden darf, vielmehr scheint der Zusammenhang zwischen beiden nur mechanisch zu sein und allein von der vollständigen Umschliessung der Sandkörnchen abzuhängen. Gewöhnlich besteht der Mörtel aus 2 bis 4 Theilen Sand auf 1 Theil Kalkbrei; aus 1 Liter Kalk und 2 Liter Sand erhält man höchstens 2,4 Liter Mörtel.

Der gewöhnliche fette Kalk lässt sich aber auch durch Beimengung gewisser Bestandtheile zur Darstellung eines Mörtels benutzen, der **im Wasser** erhärtet und daher **hydraulischer** Mörtel genannt wird. Solche Zusätze, die man früher Cemente nannte, sind: Puzzolanerde, Pausilipptuff, Santorinerde, Trass; ferner Ziegelmehl, sowie auch Asche und Schlacken von Steinkohlen etc. Wie zuerst Fuchs in seiner gekrönten Preisschrift 1830 nachgewiesen hat *(Dingler's polytechn. Journal Bd. 49, S. 271)*, enthalten diese Zusätze chemische Verbindungen von Kieselsäure mit Thonerde, Eisenoxyd, Alkalien und anderen Oxyden. Diese Kieselverbindungen oder Silicate befinden sich grösstentheils im **aufgeschlossenen** Zustande, d. h. sie werden von Säuren angegriffen und unter Abscheidung gallertartiger Kieselerde aufgelöst; in Folge dieses Zustandes sind sie auch dem Kalke zugänglich. Bringt man diese Kieselverbindungen also mit gelöschtem Kalk zusammen, so bemächtigt sich derselbe eines Theiles der Kieselsäure, und der so entstandene kieselsaure Kalk tritt nun mit kieselsaurer Thonerde und nach Umständen auch mit anderen Silicaten zu neuen Kieselverbindungen zusammen, welche krystallinisch erhärten, indem sie Wasser chemisch mit sich verbinden. Da nun die neuentstandenen Silicate im Wasser unlöslich sind und die Kohlensäure der Luft nicht in Betracht kommt, so geht der Erhärtungsprozess auch unter Wasser vor sich, ja er wird durch die Gegenwart des Wassers noch befördert.

Schon durch den Zusatz von **Ziegelmehl,** wenn dieses aus hart gebrannten Ziegeln möglichst fein gemahlen ist, nimmt der Mörtel unverkennbar hydraulische Eigenschaften an und ist Mörtel aus 1 Theil Kalk, 1 Theil Sand und 1 Theil Ziegelmehl öfter für Schleusenbauten mit gutem Erfolg angewendet worden. Aehnlich wie Ziegelmehl verhält sich auch Steinkohlenasche und Hammerschlag als Mörtelzusatz, während durch Zusatz der obigen vulkanischen Producte der Mörtel in viel höherem Grade hydraulisch wird.

Die **Puzzolane** wurden schon von den Römern statt des Sandes als Zusatz zum Mörtel benutzt, und Vitruv sagt, man müsse den Mörtel zu Wasserbauten aus 1 Theil Kalk und 2 Theilen Puzzolan-Pulver bereiten. Die Puzzolanerde ist eine durch Verwitterung vulkanischer Gebilde entstandene zerreibbare, meistens gelbbraune Masse aus eisenhaltigem Thon bestehend; je nach dem Eisengehalte ist ihre Farbe weiss, grau, gelb, roth. Gefunden wird sie namentlich am Fusse des Vesuvs in der Gegend von Puzzuolo bei Neapel und in der Nähe von Rom, wo sie grosse Hügel bildet; der **Pausilipptuff** ist ein ganz ähnlicher Körper. Einen guten hydraulischen Mörtel bereitet man aus 3 Theilen Kalk, 4 Theilen Sand und 4 Theilen Puzzolan.

Die **Santorinerde,** welche auf der griechischen Insel Santorin gefunden wird, ist ebenfalls ein vulkanisches Product. Sie ist hell, graugelb oder röthlich, beim Anfühlen scharf und trocken, viele kleinere und grössere leicht zerreibliche Bimsteinstückchen enthaltend. Beim Hafenbau zu **Fiume** wurden die künstlichen Blöcke mit Santorinmörtel hergestellt; derselbe wurde aus 4 Theilen Kalk, $10^1/_2$ Theilen Santorin und 1 Theil Sand gemischt. Da der Santorin nur im Nassen sehr gut erhärtet, so mussten die Blöcke eine Zeit hindurch nach ihrer Erzeugung täglich einige Male mit Wasser benetzt werden.

Der **Trass** wird im westlichen Deutschland und in den Niederlanden bei Wasserbauten **vorzugsweise** benutzt und ist pulverisirter Tuffstein, der seit langer Zeit im **Brohlthale** bei Andernach gebrochen wird und schon von den Römern zur Mörtelbereitung verwendet wurde. Bei **Plaidt** in der Nähe von Andernach und bei **Winningen** werden in neuerer Zeit ebenfalls mächtige Tuffsteinlager zur Trassfabrikation ausgebeutet. Die unteren Lagen des Tuffsteins, welche etwa die Härte eines weichen Sandsteins haben, eignen sich am besten zur Mörtelbereitung und das hieraus dargestellte Mehl wird **ächter Trass** genannt, während man die weicheren Sorten und den darauf liegenden Sand **wilden** oder **Berg-Trass** nennt. Der gemahlene Trass wird in Fässern von 5 bis 7 Ctr. Inhalt in den Handel gebracht und 1^{cbm} wiegt etwa 960 bis 1200 Kilogr.; weil aber bei gemahlenem Trass öfter Verfälschungen vorkommen, so pflegt man ihn lieber in Form von rohen Tuffsteinen zu beziehen und das Zerkleinern auf dem Bauplatze selbst durch Kollergänge zu besorgen. Möglichst harte Tuffsteine, deren scharfe Ecken nicht leicht abbrechen, geben den besten Trass, namentlich werden diejenigen von lichtblauer und grauer Färbung den braunen vorgezogen, doch zeigen nur ausgetrocknete Steine ein helles Blau.

In den Tuffsteinen sind viele fremde Körper, wie Thonschieferstücke, Bimstein, Holzkohlen und vegetabilische Stoffe eingesprengt. Diese müssen beim Zerkleinern des Steins ausgeschieden werden, da sie den Mörtel sonst verunreinigen, ohne ihn Bindekraft zu ertheilen. Der porenlose Winninger Tuffstein hat ein bedeutend grösseres specifisches Gewicht, als der Brohler Stein; er hat eine braungraue Farbe, ist weniger fest und sogar leicht zerreiblich, ohne desshalb weniger gut zu sein. Die Feuchtigkeit der Luft zieht er stark an und bei feuchtem Wetter lässt er sich nur schwer mahlen. Der pulverisirte Trass wird durch ein Sieb mit 80 bis 100 Maschen pro □^{cm} gesiebt. Reines Wasser oder feuchte Lagerung beeinträchtigen den Werth des Trasses als hydraulisches Material fast gar nicht.

Zum **reinen Trassmörtel** nimmt man 1 Theil Kalkbrei und 2 Theile Trassmehl; ist aber ein rasches Erhärten des Mörtels unter Wasser nicht nothwendig, so wird dem Mörtel auch Sand zugesetzt, den man dann wohl **verlängerten** Trassmörtel nennt. Der Sandzusatz ist sogar nothwendig, falls das Mauerwerk nicht immer unter Wasser bleibt, weil dadurch die hygroskopischen Eigenschaften des Trassmörtels gemässigt werden, und der nachtheiligen Einwirkung des Frostes auf den Mörtel vorgebeugt wird. Beim Neubau der Weserschleuse bei **Hameln** benutzte man zu den Betonschüttungen unter den Drempeln den obigen fetten Trassmörtel, während der Mörtel zu dem übrigen Beton aus 1 Theil Kalkbrei, 1 Theil Trass und 1 Theil Sand zusammengesetzt war, welche zusammen nahe $2\frac{1}{4}$ Theile Mörtel lieferten. Der Centner gemahlene Trass stellte sich hier auf ca. 1,4 Mark und der Kubikmeter Trassmörtel auf 19 Mark. Zu dem Beton der **Kieler** Trockendocks wurde der Mörtel aus 1 Theil Kalk, $1\frac{1}{2}$ Theil Trass und $\frac{1}{2}$ Theil Sand zusammengesetzt. Dasselbe Mischungsverhältniss wurde auch in **Wilhelmshafen** zum Mauern der stets unter Wasser befindlichen Schichten angewendet, während man für die folgenden Schichten Mörtel aus 1 Theil Kalkbrei, 1 Theil Trass und 1 Theil Sand anwendete und den Mörtel mehr nach oben noch magerer machte. Für gewöhnliches Mauerwerk nimmt man auch 2 Theile Kalk, 1 Theil Trass und 3 Theile Sand, die 3,7 bis 4,2 Theile Mörtel geben. Dieser Mörtel eignet sich auch sehr gut für Ziegelgewölbe bei Brücken.

Der Trassmörtel wird um so besser, je weniger Wasser er enthält, und man kann den Trass leichter mit dem Kalk gleichmässig verbinden, wenn man gleich Anfangs den nöthigen Wasserzusatz mit dem Kalke vermengt. Mit der Kalkhake lässt sich der

steife Trassmörtel oft gar nicht mehr durcharbeiten, man wendet dann Schlägel oder Stampfen an, wodurch er nicht nur weicher und schmiegsamer wird, sondern auch ein gleichmässigeres Gemenge darstellt. Die Erhärtung des Trassmörtels tritt ziemlich bald ein und er nimmt noch monatelang an Festigkeit zu. Eigenthümlich ist die vielfach gemachte Erfahrung, dass Trassmörtel **nicht erhärtet,** wenn die Temperatur des umgebenden Wassers nur um wenige Grade den Gefrierpunkt übersteigt, wesshalb man Betonschüttungen aus Trassmörtel unmittelbar vor Eintritt des Winters nicht ausführen darf.

Manche Kalke bedürfen keines der obigen Mittel, sondern geben schon in Verbindung mit reinem Quarzsande einen hydraulischen Mörtel, solchen Kalk nennt man **magern** oder **hydraulischen** Kalk. Es finden sich nämlich, besonders in den Juraformationen, Kalksteine die aus kohlensaurem Kalk und **Thon** bestehen, worin der Thongehalt 20 bis 30% beträgt, und diese sind es, welche gebrannt den hydraulischen Kalk liefern, der mit Sand gemischt einen in wenig Stunden erhärtenden Mörtel darstellt. Auch der gewöhnliche Mergelkalk oder Kalkmergel liefert hydraulischen Kalk, da aber meistens sein Thongehalt nur 10 bis 12% beträgt, so tritt bei dem daraus gefertigten Mörtel die Erhärtung erst nach mehreren Wochen ein.

Die wichtige Entdeckung, dass ein thonhaltiger Kalkstein einen bessern Mörtel liefert, als der reine thonfreie, verdanken wir dem engl. Ingenieur Smeaton. Dieser wurde 1759 beim Bau des Edystone-Leuchtthurmes von den Maurern darauf aufmerksam gemacht, dass ein bei Aberthaw vorkommender Kalkstein gebrannt stärkeren Mörtel gebe, als gewöhnlicher fetter Kalk. Smeaton überzeugte sich von der Richtigkeit dieser Mittheilung und unterwarf dann den Kalkstein einer chemischen Analyse, indem er ihn mit Salpetersäure behandelte. Nach Auflösung des kohlensauren Kalkes blieb ein Rückstand, der sich kneten liess und auch sonst sich als Thon zu erkennen gab, doch betrug der Thongehalt nur 13%, es war also nur ein schwach hydraulischer Kalkstein.

Um sich augenblicklich von der **chemischen** Verwandtschaft des Thones und Kalkes zu überzeugen, kann man feinen Thon, der bei 300 bis 400° getrocknet war, mit dünner Kalkmilch übergiessen, wobei der Thon den Kalk aus der Milch so rein auszieht, dass die zurückbleibende Flüssigkeit selbst auf geröthetes Lackmus-Papier keine Wirkung äussert.

Der magere oder hydraulische Kalk, auch Wasser-Kalk genannt (engl. *hydraulic lime,* franz. *chaut hydraulique)* unterscheidet sich durch die mehr bräunliche Farbe und durch das geringere Gedeihen beim Löschen von dem fetten Kalke. Bei grösserem Thongehalt lässt er sich nicht mehr in gewöhnlicher Weise, sondern nur durch Eintauchen in Wasser oder durch Anfeuchten mit Wasser löschen.

Meistens wird der Wasserkalk in einer 20 bis 30^{cm} hohen Lage aufgeschüttet und mit der Brause einer Giesskanne gehörig angefeuchtet, worauf er nach etwa 24 Stunden zu Pulver zerfallen ist, welches jedoch erst nach 4 bis 5 Tagen zur Mörtelbereitung verwendet wird, um ein späteres Nachlöschen zu vermeiden. Zeigen sich keine ungelöschten Rückstände des Kalkes, so beträgt die Ergiebigkeit oder das Gedeihen im günstigsten Falle das 2 bis $2\frac{1}{2}$fache des ungelöschten Kalkes. Man überdeckt den Kalk auch wohl mit Sand und übergiesst den Sand mittelst einer Giesskanne mit Wasser. Ist der Kalk dann fertig abgedämpft, so wird der Haufen mit einem Kalkhaken gehörig umgerührt, damit der pulverisirte Kalk sich mit dem Sande innig mischt und in diesem Zustande wird das Gemenge unter weiterem Zusatze von Sand und Wasser zu Mörtel engerührt. Etwaige ungelöschte Kalkstücke, die sich beim

Umrühren noch in dem Haufen vorfinden, werden ausgelesen, von Neuem mit Sand bedeckt und mit Wasser übergossen, was nach dem zweiten Abdämpfen nicht zerfallen ist, wird als fremder Bestandtheil aus dem Haufen entfernt; das Uebrige aber, wenn es nicht gleich verarbeitet wird, muss man an einem trocknen Orte aufbewahren.

Der Sandzusatz zum hydraulischen Kalk muss geringer sein als zum fetten Kalke, meistens bildet man den Mörtel aus 1 Theil Kalkpulver und 1½ bis 2 Theilen Sand. Soll der Mörtel aber nicht zu Wasserbauten benutzt werden, so kann man auch auf 1 Theil Kalkpulver 3 bis 4 Theile Sand nehmen.

Ein hydraulischer Kalk, der mehr als 30% Thonerde und Kieselsäure enthält, lässt sich gar nicht löschen, sondern er muss nach dem Brennen gemahlen werden, dann giebt er aber auch ohne Sandzusatz einen Mörtel, der sowohl an der Luft wie auch unter Wasser rasch erhärtet. Enthält dagegen ein Kalkstein nur gegen 20% kohlensauren Kalk, so müssen die Steine nach dem Brennen nicht nur pulverisirt werden, sondern man muss auch noch fetten Kalk zusetzen, um einen Mörtel zu erhalten, der an der Luft und unter Wasser erhärtet.

Zu den Betonblöcken beim Hafenbau zu **Triest** verwendete man hydraulischen Kalk *(Chaut hydraulique du Theil)* der in Säcken aus Frankreich bezogen wurde. Das Mischungsverhältniss des Mörtels war 402 Kilogr. Kalk, 1 cbm Sand und 0,27 cbm Süss- oder Seewasser.

Nachstehend sind noch einige von Wiebe und Schülke gefundene Resultate mitgetheilt *(Deutsche Bauzeitung 1875, S. 334)*. Der zu den Untersuchungen verwendete Fettkalk stammte aus Vohwinkel, der Wasserkalk aus Beckum und der Trass aus Plaidt bei Andernach. Die Ergiebigkeit des Fettkalkes wurde 9 Tage nach dem Löschen gemessen und zeigte das Verhältniss 1 : 1,88. Der Kalk hatte 7% unlöschbare Rückstände und das Gewicht des ungelöschten Kalkes wurde zu 822, das des Kalkteiges zu 1320 Kilogr. pro 1 cbm ermittelt. Das Gewicht des gebrannten Wasserkalkes betrug 880, dasjenige des gelöschten Kalkpulvers 554 Kilogr. pro 1 cbm, bei der Ergiebigkeit von 2,2. Das Durchschnittsgewicht von Trass betrug 966, das von dem angewendeten Rheinsande 1340 Kilogr. pro 1 cbm. Im Folgenden ist 1 cbm als Einheit angenommen:

1. Fettkalk und Sand.

a)	1 Kalkteig,	1 Sand	= 1,46 Mörtel;	Gewicht	= 1716 Kilogramm.
b)	1 „	2 „	= 2,12 „	„	= 1856 „
c)	1 „	3 „	= 2,87 „	„	= 1870 „
d)	1 „	3½ „	= 3,28 „	„	= 1890 „
e)	1 „	4 „	= 3,70 „	„	= 1890 „

2. Fettkalk, Trass und Sand.

a)	1 Kalkteig,	1 Trass,	1 Sand	= 2,26 Mörtel;	Gewicht	= 1690 Kilogramm.
b)	1 „	1 „	2 „	= 2,92 „	„	= 1810 „
c)	1 „	1 „	3 „	= 3,64 „	„	= 1856 „
d)	1 „	1 „	3½ „	= 4,04 „	„	= 1860 „
e)	1 „	1 „	4 „	= 4,40 „	„	= 1866 „

3. Wasserkalk und Sand.

a)	1 Kalkpulver,	1 Sand mit Wasser	= 1,12 Mörtel;	Gewicht	= 1860 Kilogr.
b)	1 „	2 „ „ „	= 1,78 „	„	= 1860 „
c)	1 „	3 „ „ „	= 2,58 „	„	= 1860 „
d)	1 „	3½ „ „ „	= 2,96 „	„	= 1870 „

4. Wasserkalk, Trass und Sand.

a) 1 Kalkpulver, 1 Trass, 1 Sand = 1,99 Mörtel; Gewicht = 1676 Kilogr.
b) 1 „ 1 „ 2 „ = 2,66 „ „ = 1860 „
c) 1 „ 1 „ 3 „ = 3,45 „ „ = 1860 „
d) 1 „ 1 „ $3\frac{1}{2}$ „ = 3,86 „ „ = 1880 „
e) 3 „ $1\frac{1}{2}$ „ $4\frac{1}{2}$ „ = 5,96 „ „ = 1860 „

Die letzte Mörtelmischung wurde für das aufgehende Pfeilermauerwerk der Ruhrbrücke bei Düssern angewendet. Die **Zugfestigkeit** der verschiedenen Kalkmörtel nach einer Erhärtungszeit von 61 Tagen, wobei entweder die Mörtel an der Luft oder unter Wasser erhärtet waren, giebt die folgende Tabelle:

Fettkalk und seine Mengung mit Sand, Trass, Ziegelmehl und Kohlenasche	Zerreissungsgewicht in Kilogramm pro □cm		**Wasserkalk** und seine Mengung mit Sand, Trass, Ziegelmehl und Kohlenasche	Zerreissungsgewicht in Kilogramm pro □cm	
	in Luft	in Wasser		in Luft	in Wasser
Reiner Fettkalk	2,15	—	Reiner Wasserkalk	2,10	1,60
1 Th. Kalk, 1 Th. feiner Sand .	2,40	—	1 Th. Kalk, 1 Th. feiner Sand .	1,60	—
1 „ „ 2 „ „ „ .	2,90	—	1 „ „ 2 „ „ „ .	1,30	—
1 „ „ 1 „ grober „ .	2,10	—	1 „ „ 1 „ grober „ .	2,00	1,00
1 „ „ 2 „ „ „ .	1,95	—	1 „ „ 2 „ „ „ .	1,60	0,90
1 „ „ 3 „ „ „ .	1,75	0,60	1 „ „ 3 „ „ „ .	1,40	0,80
1 „ „ 4 „ „ „ .	1,70	0,40	1 „ „ 4 „ „ „ .	1,30	0,70
1 „ „ 5 „ „ „ .	1,50	0,20	1 „ „ 5 „ „ „ .	0,90	0,50
1 „ „ 1 „ Trass . . .	3,50	5,70	1 „ „ 1 „ Trass . . .	3,00	6,00
1 „ „ 2 „ „ . . .	3,70	6,60	1 „ „ 2 „ „ . . .	2,20	4,20
1 „ „ 3 „ „ . . .	3,80	7,20	1 „ „ 3 „ „ . . .	1,30	3,30
1 „ „ 4 „ „ . . .	2,40	4,80	1 „ „ 4 „ „ . . .	1,10	2,00
1 „ „ 5 „ „ . . .	1,60	3,90	1 „ „ 5 „ „ . . .	0,70	1,50
1 „ „ 1 „ „ 1 Th. gr. Sand	2,20	3,30	1 „ „ 1 „ „ 1 Th. gr. Sand	1,20	3,60
1 „ „ 1 „ „ 2 „ „ „	1,70	2,50	1 „ „ 1 „ „ 2 „ „ „	0,80	3,00
1 „ „ 1 „ „ 3 „ „ „	1,20	2,10	1 „ „ 1 „ „ 3 „ „ „	0,60	1,90
1 „ „ 1 „ „ 4 „ „ „	0,90	2,00	1 „ „ 1 „ „ 4 „ „ „	0,50	1,50
1 „ „ 1 „ Ziegelmehl, 1 „ Kohlenasche	2,20	—	1 „ „ 1 „ Ziegelmehl, 1 „ Kohlenasche	1,80	—
1 „ „ 2 „ Ziegelmehl, 2 „ Kohlenasche	1,90	—	1 „ „ 2 „ Ziegelmehl, 2 „ Kohlenasche	1,50	—

Die **Druckfestigkeit** der obigen Mörtel kann man mit genügender Genauigkeit und Zuverlässigkeit 7 bis 8 mal so gross annehmen, als die angegebene Zugfestigkeit, bei welcher die Mörtel zerrissen sind.

§ 14. Der Roman-Cement und Portland-Cement.

Das von dem lateinischen „Caementum“ stammende Wort **Cement** oder Cäment gebrauchte man ursprünglich gleichbedeutend mit „Bindemittel“, später wurde es auf die Puzzolane, Trass etc. übertragen, die in Verbindung mit Kalk einen rasch bindenden und hydraulischen Mörtel geben, an sich aber gar keine Bindekraft besitzen. Seit Einführung der englischen Cemente gebraucht man das Wort **Cement** in der Bautechnik fast ganz allgemein zur Bezeichnung **selbstthätiger** Bindemittel.

Im Jahre 1796 liess James Parker sich in England ein Patent auf hydraulischen Kalk geben, welchen er aus den Mergelnieren brannte, die besonders am Strande der Temsemündung in der Nähe der Insel Sheppy vorkommen und daher Sheppystone heissen. Parker nannte diesen hydraulischen Kalk **roman Cement** (sprich: Rōmän-Cement oder römischer Cement), weil er nach seiner Erhärtung an Festigkeit dem alten römischen Mörtel gleich kam. In 100 Theilen Sheppystone fanden sich nach einer Analyse von Meyer:

a) in Salzsäure löslich:		b) in Salzsäure unlöslich (Thon):	
kohlensaurer Kalk	66,99	Kieselerde	16,89
kohlensaure Magnesia	1,64	Thonerde	4,32
kohlensaures Eisenoxydul	6,95	Eisenoxyd	1,72
Thonerde	0,39	Magnesia	0,37
	75,97		23,30

Hiernach enthält der Sheppystone gegen 24% Thon, doch wird erfahrungsmässig die Güte des Cementes nicht beeinträchtigt, wenn auch der Thongehalt bis auf 30% steigt.

Bald nach Parkers Entdeckung fand man auch in Frankreich in den Geröllen am Strande von Boulogne ein Material, welches dem Sheppystone in der Zusammensetzung ähnlich war und einen vortrefflichen römischen Cement (Ciment romain) lieferte. Bekannt geworden ist seitdem noch besonders der Roman-Cement vom Piesberge bei Osnabrück, der von Staudach in Oberbayern, von Kufstein in Tyrol etc. Indess sind die Roman-Cemente selten von ganz gleichmässiger Beschaffenheit, da das Rohmaterial in den verschiedenen Lagen oft verschiedenartig zusammengesetzt ist und in den Verhältnissen der chemischen Bestandtheile wesentliche Abweichungen vorkommen. Nicht jeder Mergelkalk, der 20 bis 30% Thon enthält, giebt einen guten Roman-Cement, sondern die Brauchbarkeit des Materials ist von dem Zustande der im Thon enthaltenen Kieselerde abhängig, je nachdem diese im krystallinischen Zustande als feiner Sand, oder im amorphen der chemischen Einwirkung des Kalkes mehr zugänglichen Zustande, oder endlich in chemischer Verbindung mit der Thonerde sich im Thone vorfindet.

Ob ein Mergelstein zur Cementfabrikation geeignet ist, darüber können nur directe Versuche durch Brennen entscheiden, wobei man den Stein kürzere und längere Zeit bei niederen und höheren Hitzegraden brennt und nachdem jedes der erzielten Producte pulverisirt ist, einen Mörtel daraus bildet. Im Allgemeinen hält man beim Brennen der Roman-Cemente den Hitzegrad im Ofen so niedrig, dass nicht einmal die ganze Kohlensäure des Kalkes entweicht und das aus dem Ofen kommende Product noch einen erdigen Bruch zeigt, sich daher auch ganz leicht zu Pulver mahlen lässt. Wesentlichen Einfluss auf die Güte des Cementes hat die harte und dichte Beschaffenheit des Rohmaterials, weil nur in diesem Zustande der innigsten Berührung der Theile bei dem gelinden Brennen die chemische Einwirkung zwischen Kalk und Thon in genügendem Grade vor sich gehen kann. Ein grösserer Eisengehalt im Rohmaterial giebt dem Cement eine braune Farbe, ohne indess auf die Güte des Cementes besondern Einfluss zu üben, denn es giebt sehr gute hellfarbige Cemente mit ganz geringem Eisengehalt.

Ziemlich allgemein ist man der Ansicht, dass die Erhärtung der Roman-Cemente in der von Fuchs angegebenen Weise (vergl. S. 145) vor sich geht. Wahrscheinlich tritt bei dem schwachen Brennen des Mergelsteines nur ein kleiner Theil des Kalkes mit den Bestandtheilen des Thones zusammen, wodurch diese aufgeschlossen werden und dann dieselbe Rolle spielen, wie die Puzzolane und der Trass im hydraulischen Kalkmörtel. Indem der Cement mit Wasser angemacht wird, geht der in ihm noch

vorhandene freie unverbundene Kalk mit den aufgeschlossenen Theilen des Thones Verbindungen ein, die unter Aufnahme chemisch gebundenen Wassers erhärten.

Die Kalksteinarten, welche den Roman-Cement liefern, sind nicht so allgemein verbreitet wie kohlensaurer Kalk und Thon, worin jene Bestandtheile getrennt vorkommen; es lag daher nahe, das man Versuche anstellte, durch Mischung beider Materialien einen Cement herzustellen, der dem Roman-Cement an Güte gleichkam. Solche Versuche unternahmen im Jahre 1818 Vicat und Ledger, 1820 Fickell, 1821 Chambers, 1822 Frost etc., doch führten alle diese Experimente vermuthlich nur wegen zu schwachen Brennens zu ungenügenden Ergebnissen, denn der gelinde Brand, den der Roman-Cement erfährt, musste bei der künstlichen Mischung ein unbrauchbares Product liefern, weil das Rohmaterial nicht die Härte und Dichtigkeit der natürlichen Mergelsteine hatte und daher die chemische Einwirkung zwischen Kalk und Thon nicht in genügendem Grade stattfinden konnte.

John Aspdin in Leeds liess sich 1824 in England ein Patent auf einen Cement geben, den er durch Brennen einer Mischung aus gelöschtem Kalk und Thon gewann. Dieser hatte in Aussehen und Härte einige Aehnlichkeit mit dem von der Insel Purbeck kommenden Portlandstein, der besonders in London als Baustein gebräuchlich ist. Daher gab Aspdin seinem Erzeugnisse den Namen **Portland-Cement,** der seitdem für diesen künstlich hergestellten Cement allgemein angenommen ist, auch in Frankreich heisst derselbe Ciment Portland. Es gelang jedoch erst im Jahre 1838 dem Generalmajor Pasley nach mehrjährigem Bemühen, durch Brennen einer Mischung aus Thon und Kreide einen Portland-Cement herzustellen, der die Güte des Roman-Cementes erreichte. Manche Erfahrungen mussten aber noch gemacht werden, bevor man einen so vorzüglichen Portland-Cement erzeugen konnte, wie er jetzt von den renommirten Cementfabriken geliefert wird. Zwischen Roman- und Portland-Cement besteht also der Unterschied, dass man den ersteren aus thonreichen Kalkmergeln bei mässiger Hitze bis zur Sintergrenze brennt, den letzteren aber aus einer natürlichen oder künstlich bereiteten innigen Mischung von Kreide mit Mergelkalk und wenn nöthig mit Thon bei starker Hitze bis zur Sinterung bringt; beide Cemente müssen nach dem Brennen möglichst fein gemahlen werden.

Bei der Fabrikation des Portland-Cementes werden zunächst die Rohmaterialien, kohlensaurer Kalk und kieselsaurer Thon, meistens im Gewichtsverhältniss von 70 zu 30 im trocknen Zustande gerechnet, gemahlen und geschlämmt, worauf man die Materialien durch nochmaliges Schlämmen oder durch andere mechanische Mittel zur innigsten Mischung bringt. Das Mischungsverhältniss der disponiblen Rohmaterialien hängt übrigens von der speciellen Beschaffenheit derselben ab und man wird hierin nur durch ausgedehnte Versuche einen sichern Anhalt gewinnen können, während chemische Analysen zur Sicherstellung des Verhältnisses zwischen Kalk und Thonerde unerlässlich sind. Man unterscheidet bei der Cementfabrikation das „nasse“ und das „trockene“ Verfahren. In einer dem Verf. genau bekannten Cementfabrik von bestem Ruf, die nach dem nassen Verfahren arbeitet, besteht das Rohmaterial aus **Kreide,** die fast reiner kohlensaurer Kalk ist, und aus **Mergel,** dessen Thongehalt in den verschiedenen Lagen zwischen 10 und 45% wechselt. Die Farbe des Mergels ermöglicht schon bei der Gewinnung eine Unterscheidung desselben und er wird nach seinem Thongehalt zunächst gesondert und in Haufen gelagert; dann wird er derartig in die **Schlämmwerke** eingefahren, dass hier die richtige Mischung von etwa 80% kohlensauren Kalk und 20% Thon erzielt wird.

Von hier fliesst der Rohcement in die **Ablagerungsbassins,** worin er so lange

steht, bis das überschüssige Wasser theils verdunstet, theils in den Boden gezogen ist; die teigige Masse wird dann ziegelförmig oder in unregelmässigen Brocken herausgestochen. Im Sommer werden die Ziegel meistens an der Luft getrocknet, im Winter und bei nasser Witterung in Schuppen, mit Hülfe der heissen Gase von den Coaksöfen, die unter dem Boden des Schuppens durch Züge geleitet werden.

Die trocknen Ziegel bringt man nun in die **Brennöfen** so ein, dass immer eine Coaksschicht mit einer Cementschicht, deren Höhe sich wie 1 : 5 verhält, abwechselt. Die Oefen nehmen je nach ihrer Grösse 600 bis 1200 Ctr. Rohmaterial auf, brauchen 4 bis 6 Tage zum Garbrennen und liefern 300 bis 600 Ctr. Cement. Das Brennen geschieht mit möglichster Vorsicht, denn die Hitze darf sich nicht so steigern, dass das Kalk schon im Ofen mit der Kieselsäure der Thonerde unlösliche Verbindungen eingeht, die vom Wasser nicht mehr angegriffen werden und daher die Molecular-Veränderung, die für das Erhärten des Mörtels nothwendig ist, später nicht mehr eintreten kann. Andererseits muss aber die Hitze so gross sein, dass die kieselsaure Thonerde aufgeschlossen wird und die Kohlensäure vollständig aus dem Kalke entweicht. Im Beginn des Brennens tritt eine starke Entwicklung von Kohlenoxydgas auf und es muss daher, um das Leben der Arbeiter nicht zu gefährden, in den Gängen, von welchen die Oefen beschickt und beaufsichtigt werden, für gute Ventilation gesorgt sein.

Beim Brennen der Portland-Cemente spielen die Alkalien eine hervorragende Rolle, sie können hier gar nicht entbehrt werden, weil ohne dieselben die Brände zu häufig eine zerfallene Masse liefern. Sind die eigentlichen Rohmaterialien, Thon und Kalk, arm an Alkalien, so muss kalcinirte Soda oder ein anderes Flussmittel zugesetzt werden, besonders bei der Darstellung der Portland-Cemente „auf trockenem Wege“ wird den alkaliarmen Rohmaterialien $^1/_4$ bis $1^1/_2$ % eines Alkali zuzusetzen sein. Das Zerfallen ganzer Brände wurde oft dem zu grossen Thongehalte zugeschrieben und zur Vermeidung dieses Fehlers ging man im Kalkgehalte immer höher, wodurch man zwar das Zerfallen der Masse verhinderte, dafür aber arg „treibende“ Cemente erhielt. Feinste Vertheilung und Reinigung von überflüssigen Substanzen, möglichst vollkommene Mischung der nach dem richtigen Verhältniss zusammengesetzten Rohmaterialien und event. Beförderung der Sinterung durch die Flussmittel, das sind nach Dr. Erdmenger die Hauptbedingungen, welche ein gutes Brennergebniss in Aussicht stellen. Hierzu kommen noch möglichst aschenarme trockene Coaks und gutes Vortrocknen der einzusetzenden Masse *(Dingler's polyt. Journal 1875, Bd. 218, S. 503).*

Von dem gebrannten und abgekühlten Producte werden die ungar gebliebenen Stücke abgesondert, während das gar gebrannte Material auf die Zerkleinerungsmaschinen gelangt; diese bestehen aus Maulbrechern, Brechschnecken, kannelirten und glatten Hartgusswalzen etc. Das genügend zerkleinerte Material kommt dann auf die Mahlgänge, wo es so fein wie irgend möglich gemahlen wird. Nachdem das Cementmehl nun gesiebt ist, wird es mittelst Transportschnecken nach dem Verpackungsraum geführt, woselbst es genügend lange ablagern muss, bevor es verpackt wird.

Eine nach dem „Trockenverfahren“, dem eigentlichen Ideal der Cementfabrikation, eingerichtete Fabrik ist die Actien-Cementfabrik in Szczakowa an der Nordbahn in Galizien, die 450 Arbeiter beschäftigt *(mitgetheilt von Julius von Bük im „Bautechniker“ 1894, S. 645).* Die 1884 gegründete Fabrik bedeckt ein Areal von 37^{ha} und kann jährlich 200 000 Fass oder 4000 Waggon Cement liefern. An Kalkstein werden jährlich $45\,000^{cbm}$ gebrochen, der als Muschelkalk 50 % Kalk, 3,5 % Kieselsäure, sowie Spuren von Thonerde, Eisenoxyd, Magnesia und Schwefelsäure enthält, während der Kohlensäure- und Wassergehalt 44 % beträgt. Ein tertiärer Letten wird

als Thon beigemischt, der bei 61% Kieselsäure, 20,5% Thonerde, 4,5% Eisenoxyd, 3,5% Kalk, 1,32% Magnesia, 8,5% Kohlensäure und Wasser hat. Zur Vermahlung des Rohmateriales, welche einer stetigen chemischen Controle unterworfen, gehörig abgewogen und gemischt wird, dienen 3 Steinbrecher, 3 Walzwerke und 10 Mahlgänge, mit hierzu gehörigen Sichtmaschinen und Aufzügen. Dieses Cement-Rohmehl wird in starken Mischmaschinen etwas angefeuchtet und werden auf den 4 Winkler'schen Trockenpressen von Ganz & Co. in Budapest 80000 Steine in Normalformat d. S. gepresst, die in 14 Trockenkammern, à 14000 Ziegel, getrocknet werden. Das bequem angelegte Brennhaus hat Ditz'sche continuirliche Oefen mit 19 Cylindern und ausserdem hat die Fabrik noch 9 periodische Schachtöfen, in denen diese Ziegel zu Cementklinkern gebrannt werden. Die gebrannten Klinker gelangen auf 9 grossen Kugelmühlen von Löhnert auf das Beste zum Vermahlen, und zwar zu einem sehr feinen Portland-Cement, welcher die sehr gute chemische Zusammensetzung von 63,5% Kalk, 22,88% Kieselsäure, 7% Thonerde, 3% Eisenoxyd, 0,88% Magnesia, 1,56% Schwefelsäure und verschiedene Alkalien mit 1½% zeigt. Die Controle über die Fabrikationsquantität führen automatische Wagen, von denen der fertige Cement durch ein System von Transportschnecken in die Magazinräume gelangt, von denen täglich 30 Waggons direct verladen werden können. Die Betriebsmaschinen bestehen aus 2 Dampfmaschinen von je 600 Pferdekraft und 3 Locomobilen, ausserdem betreibt eine 40pferdige Maschine 2 Dynamomaschinen, die 5 Bogenlampen und 550 Glühlampen speisen.

Je nach der Art der Verwendung kann Portland-Cement langsam oder rasch bindend verlangt werden, doch muss für die meisten Zwecke dem langsam bindenden Cement der Vorzug gegeben werden, weil er sich zuverlässiger und leichter verarbeiten lässt und eine weit höhere Bindekraft hat. Portland-Cement wird nämlich durch längeres Lagern langsamer bindend und gewinnt bei trockner, zugfreier Aufbewahrung an Bindekraft. Die noch vielfach herrschende Meinung, dass Portland-Cement bei längerem Lagern an Güte verliere, ist daher eine irrige und Contracts-Bestimmungen, welche nur frische Waare vorschreiben, sollten in Wegfall kommen. Als langsam bindende Cemente sind solche zu bezeichnen, die erst nach ½ bis 24 Stunden abbinden.

Seit dem Jahre 1877 wurden in Berlin und 1878 in Wien Normen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portland-Cement vereinbart, die dann nach und nach auf mehreren Versammlungen ergänzt wurden. Nachstehend sind die Bestimmungen wiedergegeben, welche der Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Verein für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portland-Cement in seiner Geschäftsversammlung vom 22. Dec. 1888 angenommen hat:

„Definition von Portland-Cement. Portland-Cemente sind Erzeugnisse, welche aus natürlichen Kalkmergeln oder künstlichen Mischungen thon- und kalkhaltiger Stoffe durch Brennen bis zur Sinterung und darauf folgende Zerkleinerung bis zur Mehlfeinheit gewonnen werden und auf 1 Gewichtstheil hydraulischer Bestandtheile mindestens 1,7 Gewichtstheile Kalkerde enthalten. Zur Regulirung technisch wichtiger Eigenschaften der Portlandcemente ist ein Zusatz fremder Stoffe bis zu 2% des Gewichtes ohne Aenderung des Namens zulässig.

I. Verpackung und Gewicht. Portland-Cement ist nach dem Gewichte mit Preisstellung für 100kg Brutto zu handeln. Die Fässer sollen mit Normalgewicht, und zwar mit 200kg Bruttogewicht pro Fass in den Handel gebracht werden. Die Lieferung in Säcken ist zulässig und sollen diese ein Normalgewicht von 60kg Brutto erhalten. Schwankungen im Einzel-Bruttogewichte können bis zu 2% nicht beanstandet werden. Das Gewicht der Packung darf bei Lieferung in Fässern nicht mehr als 5%, hingegen

bei Lieferung in Säcken höchstens 1,5% des Bruttogewichtes betragen. Die Fässer und Säcke sollen die Firma der Fabrik, das Wort „Portland-Cement“ und die Bezeichnung des Bruttogewichtes tragen. Die Säcke sollen mit einer Plombe verschlossen sein, auf welcher einerseits die Fabriksfirma, andererseits das Wort „Portland-Cement“ ersichtlich gemacht ist.

II. Abbindeverhältnisse. Die Portland-Cemente sind rasch, mittel oder langsam bindend. Unter rasch bindenden Portland-Cementen sind diejenigen verstanden, deren Erhärtungsbeginn an der Luft ohne Sandzusatz, vom Momente der Wasserzugabe an gerechnet, innerhalb 10 Minuten eintritt. Fällt der Erhärtungsbeginn eines Portland-Cementes über 30 Minuten hinaus, so ist derselbe als langsam bindend zu bezeichnen. Zwischen den rasch und langsam bindenden Portland-Cementen werden die mittel bindenden eingereiht.

Die Ermittelung des Erhärtungsbeginnes ist zur Bestimmung der Kategorie, in welche ein Portland-Cement bezüglich seiner Abbindeverhältnisse einzureihen ist, von Wichtigkeit und namentlich bei rasch bindenden Portland-Cementen ist die Kenntniss des Erhärtungsbeginnes nothwendig, da bis zu der Zeit, binnen welcher derselbe eintritt, der Cement verarbeitet sein muss, soll nicht seine Bindekraft Einbusse erleiden. Zur Bestimmung des Erhärtungsbeginnes und der Abbindezeit eines Portland-Cementes dient die Normalnadel in Verbindung mit dem Consistenzmesser.

Da die Menge des dem Portland-Cemente zugesetzten Wassers die Abbindeverhältnisse erheblich beeinflusst, so ist der Cementbrei bei den Abbindeversuchen in einer bestimmten Consistenz (Normal-Consistenz) herzustellen. Der Apparat zur Bestimmung der Consistenz besteht aus einem Gestelle, an dem eine Theilung in Millimeter angebracht ist. In einer Führung bewegt sich ein arretirbarer Metallstab, dessen oberes Ende eine Metallscheibe trägt, während am unteren Ende sich ein Messingstab von 1^{cm} Durchmesser (der Consistenzmesser) befindet. Dieser wiegt sammt dem Führungsstabe und der Scheibe 300^{g}. Die zum Apparate gehörige, zur Aufnahme des Cementbreies bestimmte Dose ist aus Hartgummi erzeugt, misst 8^{cm} im Durchmesser und 4^{cm} in der Höhe. Beim Gebrauche wird dieselbe auf eine starke Glasplatte aufgesetzt, welche gleichzeitig den Boden der Dose bildet. Wird der Consistenzmesser bis auf diese Bodenfläche herabgelassen, so zeigt der am Führungsstabe befindliche Zeiger auf den Nullpunkt der Theilung, so dass der jedesmalige Stand der unteren Fläche des Consistenzmessers über der Bodenfläche der Dose unmittelbar an der Theilung abgelesen werden kann. Bei der Prüfung der Abbindeverhältnisse eines Portland-Cementes ist folgender Vorgang einzuhalten:

Man rührt 400^{g} Portland-Cement mit einer vorläufig angenommenen Wassermenge bei Langsam- und Mittelbindern durch 3 Minuten, bei Raschbindern durch 1 Minute mit einem löffelartigen Spatel zu einem steifen Brei, welcher, ohne gerüttelt oder eingestossen zu werden, in die Dose des Apparates gebracht und an der Oberfläche sorgfältig in gleicher Ebene mit dem oberen Rande der Dose abgestrichen wird. Die so gefüllte Dose wird mit der Glasplatte, auf der sie aufsitzt, unter den Consistenzmesser gebracht, welcher sodann langsam auf die Oberfläche des Cementbreies aufgesetzt wird. Wenn der nunmehr der Wirkung seines eigenen Gewichtes überlassene, in den Cementbrei eindringende Consistenzmesser mit seinem unteren Ende in einer Höhe von 6^{mm} über der Bodenfläche stecken bleibt, also der Zeiger des Apparates auf den sechsten Theilstrich der Theilung zeigt, so ist ein Brei von Normal-Consistenz hergestellt. Gelingt dies beim ersten Versuche nicht, so muss der Wasserzusatz so lange geändert werden, bis ein Brei von der geforderten Consistenz zu Stande gebracht

wurde. Hat man auf diese Weise den Wasserzusatz für einen Brei von normaler Consistenz ermittelt, so schreitet man unter Anwendung dieser Consistenz zur Ermittelung des Erhärtungsbeginnes und der Abbindezeit.

Zu diesem Zwecke wird in dem oben beschriebenen Apparate statt des Consistenzmessers die Normalnadel, d. i. eine kreisrunde Stahlnadel von 1,13^{mm} Durchmesser (1^{qmm} Querschnitt) eingesetzt. Diese Nadel hat dieselbe Länge wie der Consistenzmesser und wiegt sammt Führungsstab und Scheibe 270^{g}; es ist demnach vor Gebrauch der Nadel das Ergänzungsgewicht von 30^{g} auf die Scheibe aufzulegen. Es wird nun die Dose mit einem Brei von normaler Consistenz in der vorher beschriebenen Weise gefüllt und die Nadel auf dessen Oberfläche behutsam aufgesetzt, was in kurzen Zeiträumen an verschiedenen Stellen des Kuchens wiederholt wird. Die Nadel wird anfänglich den Kuchen bis auf die den Boden der Dose bildende Glasplatte durchdringen, bei den späteren Versuchen aber im erhärtenden Brei stecken bleiben. Der Zeitpunkt, in welchem die Nadel den Kuchen nicht mehr in seiner ganzen Höhe zu durchdringen vermag, nennt man den Erhärtungsbeginn. Ist der Kuchen endlich so weit erstarrt, dass die Nadel beim Aufsetzen keinen merkbaren Eindruck mehr hinterlässt, so ist der Portland-Cement abgebunden und die Zeit, welche vom Momente der Zugabe des Wassers bis zu diesem Zeitpunkte verstreicht, heisst Abbindezeit.

Da das Abbinden von Portland-Cement durch die Temperatur der Luft und des zur Verwendung gelangenden Wassers beeinflusst wird, insofern höhere Temperaturen das Abbinden beschleunigen, niedere es dagegen verzögern, so sollen die Abbindeversuche bei einer mittleren Temperatur des Wassers und der Luft von 15 bis 18° C. vorgenommen werden. Nimmt man die Abbindeproben jedoch ausnahmsweise unter anderen Verhältnissen vor, so sind die bezüglichen Wasser- und Lufttemperaturen anzugeben. Während des Abbindens dürfen langsam und mittel bindende Portland-Cemente sich nicht wesentlich erwärmen, dagegen kann rasch bindender Portland-Cement eine merkliche Temperatur-Erhöhung aufweisen.

III. Volumbeständigkeit. Portland-Cement soll sowohl an der Luft, als auch unter Wasser volumbeständig sein. Manche Portland-Cemente erleiden nach dem Abbinden eine Volumvergrösserung, welche unter allmäliger Lockerung des zuerst gewonnenen Zusammenhanges eine Zerklüftung der Cementmasse herbeiführt und häufig mit deren gänzlichem Zerfalle endigt. Der Beginn dieser Erscheinung, welche man mit dem Ausdrucke „Treiben des Cementes“ bezeichnet, tritt nicht sofort, sondern in kürzerer oder längerer Zeit nach dem Abbinden ein. Portland-Cement ist dann als volumbeständig anzusehen, wenn derselbe, mit Wasser ohne Sandzusatz angemacht, an der Luft oder im Wasser seine angenommene Form dauernd beibehält. Da manche Portland-Cemente wohl unter Wasser, aber nicht in der Luft volumbeständig sind, und auch das umgekehrte Verhalten nicht ausgeschlossen ist, so ist Portland-Cement nach beiden Richtungen hin zu prüfen.

a) Volumbeständigkeit an der Luft. Zur Prüfung, ob ein Portland-Cement an der Luft volumbeständig ist, dient die Darrprobe, in Verbindung mit der Kuchenprobe unter Wasser. Die Darrprobe wird in folgender Weise ausgeführt: Man rührt den Portland-Cement ohne Sandzusatz mit der bei der Vornahme der Abbindeproben ermittelten Wassermenge zu einem Brei von Normal-Consistenz an, breitet denselben auf ebene Glas- oder Metallplatten in 2 Kuchen von ca. 10^{cm} Durchmesser und ca. 1^{mm} Dicke aus, und hinterlegt dieselben, um die Entstehung von Schwindrissen zu vermeiden, am besten in einem feuchtgehaltenen Kasten, wo die Kuchen vor Zugluft und Einwirkung der Sonnenstrahlen geschützt sind. Nach 24 Stunden, jedenfalls

aber erst nach erfolgtem Abbinden, werden die Cementkuchen, auf ebenen Metallplatten ruhend, in einem Trockenschranke einer Temperatur ausgesetzt, welche allmälig von der Lufttemperatur bis auf 120° C. gesteigert und auf dieser Höhe durch 2 oder 3 Stunden, für alle Fälle aber $^1/_2$ Stunde über den Moment hinaus gehalten wird, bei welchem ein sichtbares Entweichen von Wasserdämpfen aufgehört hat. Die Kuchen sollen in dem Trockenkasten nicht vertical übereinander, sondern treppenförmig nebeneinander angeordnet werden. Zeigen die Kuchen nach dieser Behandlung Verkrümmungen oder mit Verkrümmungen verbundene, gegen die Ränder hin sich erweiternde Risse von mehr oder weniger radialer Richtung, so ist der fragliche Cement von der Verwendung zu Bauausführungen an der Luft auszuschliessen. Bei der Beurtheilung der Volumbeständigkeitsproben sind die Treibrisse von den in Folge zu raschen Austrocknens durch Volumverminderung manchmal entstehenden Schwindrissen wohl zu unterscheiden, welche letzteren nicht am Rande der Kuchen, sondern innerhalb derselben in Form concentrischer Kreise oder feiner oberflächlicher Haarrisse auftreten.

Die durch die Anwesenheit von mehr als 3 % wasserfreiem schwefelsaueren Kalk (oder entsprechendem Gehalte an ungebranntem Gyps) verursachte Volumunbeständigkeit (das sog. Gypstreiben) wird jedoch durch die Darrprobe nicht markirt und es ist daher, wenn ein Portland-Cement diese Probe besteht, jedenfalls noch das Resultat der gleichzeitig vorgenommenen Kuchenprobe unter Wasser, welche einen schädlichen Gehalt an Gyps zuverlässig in kurzer Zeit anzeigt, abzuwarten. Fällt auch diese Probe günstig aus, so kann der untersuchte Portland-Cement als volumbeständig an der Luft bezeichnet werden.

b) Volumbeständigkeit unter Wasser. Die Untersuchung eines Portland-Cementes bezüglich seiner Volumbeständigkeit im Wasser erfolgt mittelst eines unter Wasser gelegten Kuchens aus reinem Portland-Cement (Kuchenprobe). Zu diesem Zwecke wird der reine Cement mit Wasser zu einem Brei angerührt und auf einer ebenen Glasplatte zu 2 Kuchen ausgegossen, welche ca. 10^{cm} Durchmesser haben, in der Mitte ca. 1^{cm} dick sind und gegen die Ränder hin dünn auslaufen. Der Wasserzusatz ist hierbei um ca. 1 % des Cementgewichtes grösser zu nehmen, als für die Normal-Consistenz bei den Abbindeproben ermittelt wurde, damit der Brei leichter zu Kuchen auslaufe. Die so erhaltenen Kuchen werden, um die Entstehung von Schwindrissen zu vermeiden, an einem vor Zugluft und Einwirkung der Sonnenstrahlen geschützten Orte, am besten in einem feuchtgehaltenen Kasten, aufbewahrt und nach 24 Stunden, jedenfalls aber erst nach erfolgtem Abbinden, sammt den Glasplatten unter Wasser gelegt und daselbst durch mindestens 27 Tage belassen. Zeigen sich während dieser Zeit an den Kuchen Verkrümmungen, oder gegen die Ränder hin sich erweiternde Kantenrisse von mehr oder weniger radialer Richtung, so deutet dies unzweifelhaft auf Treiben des Cementes hin. Bleiben die Kuchen jedoch unverändert, so ist der Cement als unter Wasser volumbeständig anzusehen.

IV. Feinheit der Mahlung. Portland-Cement soll so fein als möglich gemahlen sein. Die Feinheit der Mahlung ist mittelst eines Siebes von 4900 Maschen pro 1^{qcm} und $0{,}05^{mm}$ Drahtstärke und eines solchen von 900 Maschen pro 1^{qcm} und $0{,}1^{mm}$ Drahtstärke zu prüfen. Der Siebe-Rückstand darf auf dem 4900-Maschensieb keineswegs mehr als 35 % und auf dem 900-Maschensieb keinesfalls mehr als 10 % betragen.

Da Portland-Cement hauptsächlich mit Sand und Schotter verarbeitet wird, die Festigkeit des Cementmörtels, sowie seine Adhäsion und Wasserundurchlässigkeit aber mit der Feinheit der Mahlung des Cementes wächst, anderseits das Grobe des Mahlgutes die Rolle von Sandzusätzen spielt, so ist eine möglichst feine Mahlung anzu-

streben und die Feinheit derselben mittelst Sieben von der vorgeschriebenen Maschenweite einheitlich zu prüfen. Zu jeder solchen Siebprobe sind 100g Portland-Cement zu verwenden. Es wäre indessen irrig, wollte man aus der feinen Mahlung allein auf die Güte eines Cementes schliessen, da geringe, weiche Cemente häufiger sehr fein gemahlen vorkommen, als gute, scharf gebrannte; letztere aber werden selbst bei gröberer Mahlung doch in der Regel eine höhere Bindekraft aufweisen, als die ersteren.

V. Bindekraft. Die Bindekraft von Portland-Cement soll durch Prüfung der Festigkeitsverhältnisse an einer Mischung desselben mit Sand ermittelt werden. Als normale Mischung gilt das Gemenge von 1 Gewichtstheil Cement mit 3 Gewichtstheilen Normalsand. Die Prüfung soll auf Druck- und Zugfestigkeit nach einheitlicher Methode an Probekörpern von gleicher Gestalt und gleichem Querschnitte und mit richtig construirten Apparaten geschehen. Die Zerreissungsproben sind an Probekörpern nach der in Fig. 303 dargestellten Form, welche an der Bruchfläche 5qcm Querschnitt (2,25cm Länge und 2,22cm Breite) besitzen, die Druckproben an Würfeln von 50qcm Fläche (7,07cm Seitenlänge) vorzunehmen. Sämmtliche Probekörper sind die ersten 24 Stunden nach ihrer Anfertigung an der Luft, die übrige Zeit bis zur Probevornahme unter Wasser aufzubewahren. Die massgebende werthbestimmende Probe ist die Druckprobe nach 28tägiger Erhärtungsdauer; als Controle für die Gleichmässigkeit der gelieferten Waare dient die Zugprobe nach 7- und 28-tägiger Erhärtungsdauer.



Fig. 303.

In manchen Fällen wird es sich empfehlen, die Zugfestigkeit des reinen Cementes festzustellen. Erfahrungsgemäss übt die chemische und physikalische Beschaffenheit des zur Mörtelmischung verwendeten Sandes einen bedeutenden Einfluss auf die Festigkeitsverhältnisse des Mörtels aus; es ist daher, um zu übereinstimmenden und vergleichbaren Resultaten zu gelangen, unbedingt erforderlich, dass zur Erzeugung aller Probekörper für die Bindekraft immer Sand von gleicher Beschaffenheit, Korngrösse und gleichem Gewichte zur Anwendung komme. Dieser Normalsand wird dadurch gewonnen, dass man möglichst reinen, in der Natur vorkommenden Quarzsand wäscht, trocknet und mittelst eines Siebes von 64 Maschen pro 1qcm und 0,4mm Drahtstärke die gröbsten Theile ausscheidet, und sodann mittelst eines Siebes von 144 Maschen pro 1qcm und 0,3mm Drahtstärke die feinsten Theile entfernt. Der Rückstand auf dem letzteren Siebe ist der Normalsand.

Als massgebende Probe wird die Druckprobe deswegen festgesetzt, weil der Mörtel in der Praxis zumeist auf Druck beansprucht wird und nach den gemachten Erfahrungen das Verhältniss zwischen Zug- und Druckfestigkeit bei verschiedenen Cementen ein verschiedenes ist, somit von der Zugfestigkeit nicht mit Sicherheit auf die Druckfestigkeit geschlossen werden kann. Die Ermittlung der Festigkeit bei der Druckprobe soll erst nach 28tägiger Erhärtung vorgenommen werden, weil bei kürzerer Beobachtungsdauer die Eigenschaften eines Cementes nicht genügend zum Ausdruck kommen. Von ganz besonderem Werthe wäre es, wenn dort, wo dies zu ermöglichen ist, die Festigkeitsproben auf längere Zeit ausgedehnt würden, da es vorkommt, dass Cemente, welche anfangs geringere Festigkeitsziffern ergeben, in späterer Zeit die Festigkeiten anderer Cemente erreichen oder dieselben sogar überholen.

Da die Herstellung der Druckprobekörper umständlich ist und die Vornahme der Druckproben kostspielige Apparate erfordert, so kann die Controle über die gleichmässige Qualität des gelieferten Portland-Cementes in einfacherer Weise durch die

Erprobung auf Zugfestigkeit vorgenommen werden. Die Zugfestigkeit soll an Probekörpern von 7- und 28-tägiger Erhärtung ausgeführt werden, erstere, um möglichst bald zu einem Resultate zu gelangen, letztere, um den entsprechenden Fortschritt der Erhärtung kennen zu lernen. Den Versuchsergebnissen der Festigkeitsproben ist das jeweilige Gewicht des Cementes und des Normalsandes pro Liter im lose eingesiebtem Zustande beizufügen, zu welchem Zwecke Cement und Sand in ein 1 Liter fassendes cylindrisches Blechgefäss von 10^{cm} Höhe eingesiebt werden. Hierbei ist das Sieb von 64 Maschen pro 1^{qcm} und 0,4^{mm} Drahtstärke zu verwenden und dasselbe während des Siebens in einer Entfernung von ca. 15^{cm} über dem oberen Rande des Litergefässes zu halten. Das Sieben ist so lange fortzusetzen, bis sich ein Kegel gebildet hat, der mit seiner Grundfläche die ganze obere Oeffnung des Litergefässes bedeckt; dieser Kegel ist schliesslich mit einem geradlinigen Streicheisen vollkommen eben abzustreichen. Während der ganzen Dauer dieser Manipulation ist jede Erschütterung des Litergefässes sorgfältig zu vermeiden.

VI. Zug- und Druckfestigkeit. Guter langsam oder mittel bindender Portland-Cement soll in Normal-Mörtelmischung nach 28 Tagen Erhärtung (die ersten 24 Stunden an der Luft, die folgenden 27 Tage unter Wasser) eine Minimalzugfestigkeit von 15^{kg} und eine Minimaldruckfestigkeit von 150^{kg} pro Quadratcentimeter aufweisen. Nach 7tägiger Erhärtung (die ersten 24 Stunden an der Luft, die folgenden 6 Tage unter Wasser) soll die Zugfestigkeit mindestens 10^{kg} pro 1^{qcm} betragen. Bei rasch bindenden Portland-Cementen soll die normale Mörtelmischung nach 28 Tagen Erhärtung eine Zugfestigkeit von mindestens 12^{kg} pro 1^{qcm} und eine Druckfestigkeit von wenigstens 120^{kg} pro 1^{qcm} erreichen, während nach 7tägiger Erhärtung die Zugfestigkeit mindestens 8^{kg} pro 1^{qcm} betragen soll. Das Mittel aus den 4 besten Resultaten von 6 geprüften Körpern hat als die mittlere Festigkeit in der betreffenden Altersclasse zu gelten.

1. Erzeugung von Probekörpern. a. Allgemeine Bemerkungen. Die Probekörper für die Druckfestigkeit sind stets auf maschinellem Wege zu erzeugen; die Probekörper für die Zugfestigkeit können maschinell oder von Hand angefertigt werden. Den Versuchsergebnissen der Festigkeitsproben ist beizufügen, ob die Probekörper durch maschinelle Arbeit oder durch Handarbeit angefertigt worden sind. In Streitfällen ist jedoch stets das Ergebniss der maschinellen Arbeit entscheidend. Für jede Festigkeitsprobe sind pro Altersclasse 6 Probekörper herzustellen. Die vorerst trocken durcheinander gemengte Mischung von Cement und Sand ist mit der weiter unten vorgeschriebenen, resp. ermittelten Menge Wasser, u. z. vom Momente der Wasserzugabe, bei rasch bindenden Cementen durch 1 Minute, bei mittel oder langsam bindenden Cementen durch 3 Minuten tüchtig durchzuarbeiten und sofort auf einmal in die gehörig gereinigten und mit Wasser benetzten Formen zu füllen; ein nachträgliches Aufbringen von Mörtel ist zu vermeiden. Die Herstellung der Probekörper muss unter allen Umständen vollendet sein, bevor der Erhärtungsbeginn des Cementes eingetreten ist; daher ist namentlich bei Raschbindern in dieser Richtung besondere Vorsicht und Sorgfalt geboten. Die Verschlussvorrichtung der Formen für die Zugprobekörper muss dem bei der Erzeugung dieser Körper entstehenden Drucke genügend Widerstand leisten, da sonst durch Nachlassen dieses Verschlusses der Zerreissungsquerschnitt vergrössert und unrichtige Festigkeitsresultate sich ergeben würden; ein durch Federkraft erzeugter Verschluss der beiden Theile der Formen ist aus diesem Grunde unzulässig.

b) Herstellung der Probekörper durch maschinelle Arbeit. Um Ergeb-

nisse zu erhalten, welche einen Vergleich der Zug- zur Druckfestigkeit zulassen, ist es nothwendig, dass die Probekörper für beide Festigkeiten in derselben Consistenz und mit derselben Dichte angefertigt werden, was einerseits durch, im Verhältniss zur Trockensubstanz gleichen Wasserzusatz, andererseits durch eine bei der Comprimirung des Mörtels angewendete gleiche Arbeit pro Volumeinheit der Trockensubstanz erreicht wird. Zur Ermittelung des richtigen Wasserzusatzes werden 750^g gut gemengter, trockener Normal-Mörtelmischung mit einer vorläufig angenommenen Wassermenge gleichmässig angefeuchtet und bei Raschbindern 1 Minute, bei Mittel- und Langsambindern 3 Minuten lang durchgearbeitet. Der so gewonnene Mörtel wird auf einmal in die Form des zur Herstellung der Druckprobekörper dienenden Rammapparates gefüllt und durch 150 Schläge eines 3^{kg} schweren Fallgewichtes oder Hammers aus einer Höhe von 0,5^m comprimirt. Zeigt der Mörtel an seiner Oberfläche nach dem letzten Schlage eine mässige Absonderung von Wasser, so gilt dies als Zeichen, dass die Wassermenge correct gewählt worden ist. Andernfalls ist der Versuch mit einer jedesmal geänderten Wassermenge so lange zu wiederholen, bis bei dem letzten Schlage die Wasserabsonderung beginnt. Die derart ermittelte procentuelle Wassermenge giebt die Normal-Mörtelconsistenz, mit welcher alle Probekörper anzufertigen sind. Die Arbeit, welche bei der Erzeugung der Probekörper zu leisten ist, wird mit 0,3^{mkg} pro 1^g Trockensubstanz festgesetzt. Bei maschineller Herstellung sind die Probekörper einzeln anzufertigen und es werden für jeden Probekörper der Druckfestigkeit 750^g, für jeden Probekörper der Zugfestigkeit 200^g trockene Normalmischung mit der auf obige Weise ermittelten procentuellen Wassermenge angerührt. Der so erhaltene Normalmörtel wird auf einmal in die mit einem Füllkasten versehene Form gefüllt und mittelst eines genau in die Form passenden Kernes bei den Druckprobekörpern durch 150 Schläge eines aus einer Höhe von 0,5^m fallenden, 3^{kg} schweren Rammklotzes oder Hammers, bei den Zugprobekörpern jedoch durch 120 Schläge eines 0,25^m hoch herabfallenden, 2^{kg} schweren Rammklotzes oder Hammers comprimirt. Unmittelbar nach dem letzten Schlage entfernt man den Kern und den Aufsatz des Formkastens, streicht das überschüssige, die Form überragende Material mit einem Messer ab, glättet die Oberfläche und nimmt den Probekörper aus der Form, sobald der Mörtel vollständig abgebunden hat.

Die zur Comprimirung der Probekörper dienenden Apparate sollen auf solider, nicht federnder Unterlage, am besten auf Mauerwerk ruhen. Bei genauer Einhaltung obiger Vorschriften und namentlich der auf die Trockensubstanz bezogenen gleichen Arbeit wird sowohl für die Zug- als Druckkörper eine annähernd gleiche Dichte erzielt. Um diese wichtige Bedingung zu controliren und um einen Anhaltspunkt zur Beurtheilung der richtigen Herstellung der durch Handarbeit erzeugten Probekörper zu bieten, ist die Dichte der Probekörper sofort nach ihrer Herstellung zu erheben und deren Durchschnittsziffer sowohl bezüglich der Druckprobekörper, als auch der Zugprobekörper den Versuchsergebnissen beizufügen.

c) Herstellung von Zugprobekörpern durch Handarbeit. Bei mittel und langsam bindenden Portland-Cementen sind 3 Probekörper gleichzeitig, bei rasch bindenden jedoch ist jeder Probekörper separat herzustellen. Für je 3 Stück gleichzeitig anzufertigender Probekörper werden 150^g Cement mit 450^g Normalsand in einer Schüssel gut durcheinander gemengt und sodann mit 60^g reinem Wasser (d. i. 10% der Trockensubstanz) angerührt. Mit dem so erhaltenen Mörtel werden 3 auf einer Metall- oder starken Glasplatte liegende Formen auf einmal so hoch gefüllt, dass sie stark gewölbt voll werden. Man schlägt nun mittelst eines eisernen, 35^{cm} langen

Spatels, dessen Schlagfläche 5^{cm} breit, 8^{cm} lang und 0,5^{cm} dick ist, und dessen Gesammtgewicht 350^{g} beträgt, den überstehenden Mörtel anfangs schwach und von einer Seite her, dann immer stärker so lange in die Form ein, bis an seiner Oberfläche Feuchtigkeit ausschwitzt. Ein bis zu diesem Zeitpunkte fortgesetztes Einschlagen, was ca. 1 Minute dauert, ist unbedingt erforderlich. Man streicht nun den die Form überragenden Mörtel mit einem Messer ab und glättet mit demselben die Oberfläche. Nach vollendetem Abbinden des Mörtels werden die Formen vorsichtig von den Probekörpern abgelöst.

2. Aufbewahrung der Probekörper. Nach der Anfertigung sind die Probekörper die ersten 24 Stunden an der Luft, und zwar, um sie vor ungleichmässiger Austrocknung zu schützen, in einem geschlossenen, feucht gehaltenen Raume, die übrige Zeit aber bis unmittelbar vor Abführung der Proben unter Wasser aufzubewahren. Das Wasser, in welchem dieselben erhärten, ist in den ersten 4 Wochen alle 8 Tage zu erneuern und ist darauf zu achten, dass die Probekörper immer vom Wasser bedeckt sind. Bei Proben, welche über diese Zeit hinaus aufbewahrt werden, genügt es, das durch Verdunstung verloren gegangene Wasser von Zeit zu Zeit durch frisches zu ersetzen, so dass die Proben immer vollständig unter der Wasseroberfläche bleiben.

3. Vornahme der Festigkeitsproben. Die Probekörper sind sofort nach der Entnahme aus dem Wasser zu prüfen. Für jede Altersclasse sind sowohl die Druck-, als die Zugfestigkeit stets an je 6 Probekörpern zu bestimmen. Da die Dauer der Belastung bei der Zugprobe von Einfluss auf das Resultat ist, so soll bei der Prüfung auf Zugfestigkeit die Zunahme der Belastung während des Versuches 100^{g} pro Secunde betragen. Bei dem Einspannen der Probekörper ist darauf zu achten, dass der Zug genau in einer zur Bruchfläche senkrechten Richtung stattfinde. Bei der Prüfung auf Druckfestigkeit soll, um einheitliche Resultate zu erzielen, der Druck stets auf 2 Seitenflächen der Würfel (im Sinne der Erzeugung) ausgeübt werden, nicht aber auf die Bodenfläche und die bearbeitete obere Fläche.

4. Anfertigung der Zugprobekörper aus reinem Cement. Man fettet 3 Formen auf der Innenseite etwas ein und setzt dieselben auf eine Metall- oder Glasplatte. Sodann mischt man 600^{g} Portland-Cement mit 120^{g} Wasser, rührt die Masse unter entsprechender Rücksichtnahme auf den Erhärtungsbeginn bis zu 5 Minuten gut durch, füllt die Formen stark gewölbt voll und verfährt wie bei der Erzeugung der Probekörper in der Normalmischung. Die Formen dürfen erst abgelöst werden, wenn der Cement genügend erhärtet ist. Sehr fein gemahlene und rasch bindende Portland-Cemente erfordern einen entsprechend höheren Wasserzusatz, daher ist derselbe bei Bekanntgabe der bei diesen Proben erzielten Festigkeitszahlen stets anzuführen.

In Streitfällen über die Handhabung dieser Prüfungsbestimmungen ist das in der Prüfungsanstalt für hydraulische Bindemittel der Stadt Wien angewendete Verfahren massgebend.“ —

Sehr umfangreiche Versuche über die Festigkeit der Cemente hat Dr. Michaëlis in Berlin angestellt, der auch die in Fig. 303 dargestellte Form der Probekörper von 5^{qcm} Querschnitt und einen billigen Zerreissungsapparat mit 50facher Hebelübersetzung einführte. Derselbe ist in Fig. 304 und 305 dargestellt; er gestattet eine leichte Prüfung der Zugfestigkeit des Cementes auf der Baustelle und hat auf die Fabrikation des Cementes einen so grossen Einfluss ausgeübt, dass innerhalb weniger Jahre die Güte der Cemente ganz bedeutend zugenommen hat. Als Gewicht wird Schrot an-

gewendet, was die oben erwähnte Zunahme der Belastung bequem gestattet. Eine kleine Vervollständigung des Apparates wurde vom Reg.-Baum. B. Stahl in Gaarden bei Kiel eingeführt (*Wochenblatt für Archit. und Ingenieure 1880, S. 112).* Die Klappe *a* des Schrotgefässes musste durch einen Druck offen gehalten werden, den man mit dem Finger auf den Endpunkt *i* des Hebels *i k* so lange ausübt, bis der Probekörper zerreisst; im Momente des Bruches zieht man den Finger weg, und die Klappe wird durch die Gummibänder *b* geschlossen. Dies wird durch die erwähnte Vervollständigung des Apparates überflüssig. Diese besteht darin, dass ein halbkreisförmiger Doppelbügel aus Messing zwischen seinen Backen 2 zweiarmige Hebel *e f* und *g i* aufnimmt, deren Drehpunkte durch kleine Axen in den beiden Augen unterstützt werden. Die beiden Bügel sind durch 2 Futterstückchen, durch welche die Entfernung derselben präcisirt wird, sowie durch ein kleines Niet *m* verbunden. Die Enden des Bügels, welche parallel mit den Wänden des Schrotgefässes sind und genau in dasselbe hineinpassen, werden von 2 Blechlaschen aufgenommen, die an der Innenwand des Gefässes angelöthet sind. Man kann so den Bügel leicht herausnehmen.

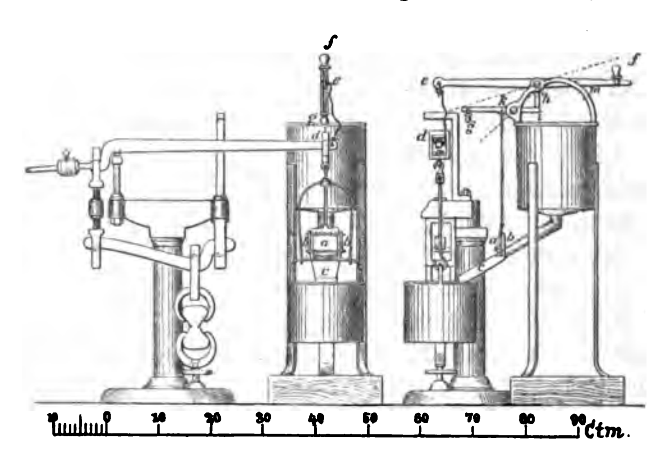


Fig. 304. Seitenansicht. Fig. 305. Vorderansicht.
Cement-Prüfungsapparat von Dr. Michaëlis.

In Fig. 305 ist die Stellung der Hebel bei geöffneter Klappe gezeichnet. Nachdem man den Probekörper eingespannt hat, bringt man den Hebel *g i* durch einen Druck nach aufwärts aus der punktirten Stellung in die horizontale. Während sich hierbei die Klappe *a* öffnet und die Kraft der Gummizugbänder *b* zur Wirkung kommt, gleitet der Endpunkt *i* des Hebels an der mit dem Hebel *e f* verbundenen Nase *h* entlang und zwar so lange, bis das am Ende desselben angebrachte Gewicht *f* diesen zwingt, sich ebenfalls horizontal zu stellen, welche Stellung durch das kleine Niet *m* fixirt wird. Nun ist ein Verschluss der Klappe *a* nur dann möglich, wenn die Nase *h* von dem Hebel *i* wieder entfernt wird. Damit dies im Moment der Zerreissung des Probekörpers geschieht, ist der Punkt *e* durch ein Band mit dem Punkte *d* verbunden, zu welchem Ende nur nöthig ist, bei *d* ein kleines Loch in den Gewichtshebel des Apparates bohren zu lassen. Im Moment des Bruches sinkt der Gewichtshebel rasch nach unten, zieht den Hebel *e f* in die punktirte Stellung, wodurch die freie Bewegung des Hebels *g i* ermöglicht wird, und die Klappe *a* kommt fast mit dem Bruchmoment zum Schluss. Damit das Schrot keinen schädlichen Bleistaub entwickelt, kann dasselbe geölt werden.



Fig. 306.

Für die Anfertigung der Probekörper benutzt Dr. Michaëlis die in Fig. 306 dargestellte Messingform und legte dabei auf die Glas- oder Metallplatte 5 mit Wasser getränkte Blättchen Fliesspapier unter die vorher gut gereinigte und mit Wasser angenetzte Form, um sodann diese mit dem Versuchsmörtel zu füllen.

Der Ingenieur John Grant in London hat durch seine im Jahre 1858 begonnenen und seitdem systematisch fortgesetzten exacten Versuche über die Festigkeit des zu seinen Bauten verwendeten Cements viel zur Verbesserung dieses Fabrikates beigetragen. Grant prüfte auf Zugfestigkeit an Probekörpern von 5,7^{qcm} Querschnitt *(vergl. Grant: „Experiments on the strength of Cements"; London 1875).* Die Probekörper fertigte er in Metallformen auf Metallplatten an und als Norm für die Güte des Cementes diente ihm anfänglich diejenige Zugfestigkeit, welche reiner Cement nach 7 Tagen Erhärtung erreicht hatte, später fand er, dass beim Vergleich verschiedener Cemente die 7 Tagesprobe nicht massgebend sei, indem anfangs langsam erhärtende Cemente andere Cemente mit hoher Anfangsfestigkeit später an Festigkeit übertreffen können. Daher liess Grant die 7 Tageprobe nur noch als Vorprobe ausführen und verwarf erst dann einen Cement, der die 7 Tagesprobe nicht bestanden hatte, wenn derselbe in 28 Tagen die vorgeschriebene Festigkeit nicht erreichte. Ganz ähnlich verfuhr auch der englische Ingenieur Colson bei den ausgedehnten Prüfungen, die er mit verschiedenen bei den Hafenbauten in Portsmouth verwendeten Cementen anstellte.

Während aber Grant die Probekörper auf undurchlässiger Unterlage anfertigt, empfahl Dr. Michaëlis hierzu, um unabhängig von dem Einflusse des Wasserzusatzes zu sein, eine absaugende Unterlage aus Gyps oder scharfgebrannten Ziegelsteinen, wodurch jedoch die Festigkeitsresultate wesentlich andere werden, wenn man nicht lange Uebung im Anfertigen der Probekörper hat *(vergl. Dyckerhoff; „Ueber Prüfungsmethoden von Portland-Cement". Deutsche Bauzeitung 1877, S. 181; auch 1875, S. 203).* Aus diesem Grunde ist die Absaugemethode nicht brauchbar.

Die grösste Zugfestigkeit, welche Dr. Michaëlis beim besten Cement (ohne Sand) beobachtete, betrug ca. 100^{kg} pro 1^{qcm} Querschnitt, nach einem Jahr Erhärtung unter Wasser, und man darf jeden Cement, der in diesem Alter 70^{kg} pro 1^{qcm} trägt, als vorzüglich bezeichnen. Im grossen Ganzen ist die Festigkeit nach 7 Tagen nur ca. 60% der Festigkeit nach Jahresfrist, wovon solche Cemente, die unter Zuschlag einer geringen Menge von Flussspath oder fluorhaltigen Stoffen erzeugt wurden, ausgenommen sind. Für einen recht guten Cement kann man gegenwärtig nach 7 Tagen Erhärtung schon etwa 35^{kg} pro 1^{qcm} annehmen; Grant fordert contractlich eine Zugfestigkeit des Cements von ca. 25^{kg} pro 1^{qcm}. Aus den Versuchen von Grant und Dr. Michaëlis geht hervor, dass nach Jahresfrist ein Mörtel aus:

1	Gewichts-Theil	Cement	und	1	Theil	Sand	etwa	75	Prozent	
1	„	„	„	2	„	„	„	50	„	
1	„	„	„	3	„	„	„	33	„	
1	„	„	„	4	„	„	„	25	„	von der Festigkeit
1	„	„	„	5	„	„	„	17	„	des reinen Cement-
1	„	„	„	6	„	„	„	14	„	mörtels besitzt.
1	„	„	„	7	„	„	„	12	„	
1	„	„	„	8	„	„	„	10	„	
1	„	„	„	9	„	„	„	8,5	„	

In der Zugfestigkeit des reinen Cements tritt mit dem Alter ein Rückgang ein, während die Druckfestigkeit zunimmt; dies ist darin begründet, dass gute, besonders kalkreiche Cemente mit dem Alter oft ungemein spröde werden und diese Sprödigkeit eine geringe Zugfestigkeit bewirkt. Als Mittelwerth aus je 4 Versuchen fand Dr. Michaëlis, dass Stettiner „Stern"-Cement nach 18 Monaten eine Zugfestigkeit von 51^{kg} pro 1^{qcm} hatte, während seine wahre Druckfestigkeit 660^{kg}, also nahe das

13fache betrug. Derselbe Cement wieder pulverisirt, hatte nach der Controlprobe nach 18 Monaten nur 39^{kg} Zugfestigkeit, dagegen 719^{kg} Druckfestigkeit pro 1^{qcm}, also über das 18fache.

Beim Mörtel aus Portland-Cement und Sand ist die Hauptphase der Erhärtung binnen 3 Monaten abgewickelt, nach 6 Monaten nimmt die Erhärtung nicht mehr wesentlich zu und mit Jahresfrist ist sie so weit beendet, dass bei Erhärtung bis zu 2 Jahren ein Zuwachs fast nicht mehr nachgewiesen werden kann. Für die Zusammensetzung der Cementmörtel hat Dr. Michaëlis die folgenden Verhältnisse ermittelt, wobei 1^{cbm} als Einheit angenommen ist; der Cement hatte hierbei ein Gewicht von 1250^{kg} pro 1^{cbm} lose eingemessen, der Normalsand 1540^{kg}:

1	Cement,	1	Sand	und	0,053	Wasser	geben	1,667	Mörtel;	Gewicht	= 2016	Kilogr.
1	„	2	„	„	0,076	„	„	2,662	„	„	= 1931	„
1	„	3	„	„	0,107	„	„	3,714	„	„	= 1896	„
1	„	4	„	„	0,132	„	„	4,705	„	„	= 1875	„
1	„	5	„	„	0,163	„	„	5,699	„	„	= 1874	„
1	„	6	„	„	0,194	„	„	6,692	„	„	= 1874	„
1	„	7	„	„	0,221	„	„	7,713	„	„	= 1861	„
1	„	8	„	„	0,2525	„	„	8,707	„	„	= 1861	„
1	„	9	„	„	0,2765	„	„	9,680	„	„	= 1861	„
1	„	10	„	„	0,3000	„	„	10,634	„	„	= 1861	„

Man kann Mörtel aus Portland-Cement mit 8 bis 10 Theilen Sand noch recht gut anwenden, doch fallen diese zu „kurz“ aus und lassen sich daher nicht vermauern. Indess kann man jeden magern Portland-Cementmörtel durch Beimengung von etwas gelöschtem Kalk jeden Grad von Plasticität geben. Am besten ist es hierbei, die trockne Mischung von Cement und Sand mit Kalkmilch anzuarbeiten und der Kalkmilch für jeden einzelnen Fall nur so viel Kalk zuzusetzen, wie eben nothwendig ist, um den Mörtel hinreichend bildsam zu machen. Die Anwendung von Kalk-Cementmörtel ist für Hochbauten auf das wärmste zu empfehlen, ganz besonders aber für sämmtlichen Putz.

Von einem Kalk-Cementmörtel, der von Ziegler vielfach zum Putz an der Wetterseite und zur Herstellung der Ziegelgewölbe im Dome zu Regensburg angewendet wurde, berichtet derselbe *(Deutsche Bauzeitung 1870, S. 165)* ausserordentlich günstig. Ziegler gab auf 100 Liter gewöhnlichen Kalkmörtel 4 Liter Portland-Cement; den letzteren liess er in einer kleinen Mörteltruhe, während er mit einem Weisspinsel fortwährend mit Wasser angespritzt wurde, fleissig mit einer Krücke mengen, bis er die Consistenz eines trocknen Breies erreicht hatte, dann setzte er unter stetem Umrühren rasch so viel Wasser zu, dass die Cementmilch ca. 16 Liter ausmachte. Diese schüttete er sofort über den Kalkmörtel und liess denselben rasch durcharbeiten. Der Mörtel erhärtete in 10 bis 12 Tagen so weit, dass die Gewölbe von $6,42^{m}$ Spannweite sich beim Ausrüsten nicht im mindesten setzten. Bei der obigen Bereitungsweise der Cementmilch musste die Operation sehr schnell gehen, weil Portland-Cement in so starker Verdünnung im Wasser einer nicht unbedeutenden **Zersetzung** unterworfen ist.

Beim Bau einer Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn wurde sowohl Cementmörtel wie auch Kalk-Cementmörtel verwendet und zwar in 3 verschiedenen Mischungen. Zum Versetzen der Werksteine und zu allem Mauerwerk, was unmittelbar nach der Herstellung desselben von Wasser umspült wurde, benutzte man Mörtel aus 1 Raumtheil Portland-Cement und 3 Raumtheilen gutem scharfen Sand. Hierbei wurde der Cement mit dem Sande zunächst trocken gemischt, dieses Gemisch wurde

in kleine Kästen von ca. 40 Liter Inhalt geschüttet und mit diesen zur Verwendungsstelle gebracht. Die Maurer waren angewiesen, aus dieser trocknen Mischung nicht früher, als bis der alte Vorrath vollständig aufgebraucht war, durch Zusatz des Wassers und tüchtiges Umrühren und Durcharbeiten sich den Cementmörtel bei der Arbeit selbst zu bereiten. Unter Innehaltung dieses Verfahrens, welches sorgfältig controlirt wurde, ist es gelungen, ein ganz vorzügliches Mauerwerk herzustellen, welches nach kurzer Zeit eine solche Festigkeit erlangt hatte, dass man dasselbe nur durch Meissel in kleinen Brocken abstemmen konnte.

Für alles übrige Mauerwerk der Mittelpfeiler bestand der Mörtel aus 1 Raumtheil Portland-Cement, 1 Raumtheil Kalk und 2 Raumtheilen Sand, während für die hochgelegenen Landpfeiler der Mörtel aus 1 Raumtheil Portland-Cement, 2 Raumtheilen Kalk und 8 Raumtheilen Sand zusammengesetzt war, und erreichten diese Mörtel einen vollkommen genügenden Härtegrad.

Cementmörtel sollte immer so trocken wie irgend möglich verarbeitet werden, weil die Festigkeit desselben mit Verringerung des Wasserzusatzes zunimmt, indem der Cement sich dann dichter ablagert *(vergl. die Artikel von Dr. L. Erdmenger in der Deutschen Bauzeitung 1875, S. 104 und 437)*; natürlich müssen dann auch die Ziegel- oder andere Bausteine vor dem Vermauern völlig mit Wasser gesättigt sein und muss das frische Mauerwerk andauernd feucht erhalten werden, damit dem Mörtel das zu seiner Erhärtung nöthige Wasser nicht etwa durch Trockenheit der Ziegel, durch Zugluft, Wärme etc. in den ersten Wochen der Erhärtung entzogen werde, wodurch die Festigkeit des Mörtels eine erhebliche Einbusse erleiden würde. Auch der recht steife Cementmörtel enthält immer noch überschüssiges Wasser, welches nicht chemisch gebunden, sondern beim Erhärten abgestossen wird. Dieses dringt nicht im reinen Zustande heraus, vielmehr hat es im Mörtel Alkalien aufgelöst, die auf den freien Oberflächen der im Trocknen aufgeführten Mauern beim Verdunsten des Wassers niederschlagen. Hierdurch bilden sich die Efflorescenzen, welche man gewöhnlich bei Mauern bemerkt, die mit hydraulischem Mörtel ausgeführt sind. Je mehr überschüssiges Wasser der Mörtel enthält, um so stärker wird dieser ausgelaugt, und dadurch das richtige Verhältniss der Bestandtheile geändert.

Handelt es sich um die Ausführung eines vollständig wasserdichten Mauerwerks, so darf dem Cement nur so viel Sand zugesetzt werden, dass die Zwischenräume des Sandes noch vollständig von dem Cement ausgefüllt sind. Annähernd lässt sich dieses Maass durch einen Versuch bestimmen, indem man ein Gefäss von bekanntem Inhalt bis zum Rande möglichst locker mit trocknem Sande füllt, dann so viel Wasser zugiesst, bis alle Zwischenräume des Sandes ausgefüllt sind und das Wasser den Rand des Gefässes erreicht. Die zugegossene Wassermenge, verglichen mit dem Rauminhalt des Gefässes, stellt das zulässige Verhältniss des Cementes zum Sande dar, doch ist es zweckmässig noch etwas mehr Cement zu nehmen. Damit durch das Aufgiessen des Wassers der Sand nicht zu dicht abgelagert werde, empfiehlt es sich, das Wasser durch eine Röhre unmittelbar über dem Boden des Gefässes in den Sand einzuleiten. Gewöhnlich giebt 1 Theil Cement auf 3 Raumtheilen Sand noch einen undurchlässigen Mörtel.

Der gemahlene gute Portland-Cement zeigt ein scharfes krystallinisches Pulver und die charakteristische Form des Cementkorns ist eine schiefrig blätterige. Die Farbe des Pulvers spielt aus dem Grauen ins Grünliche über; nur bei Cementen, die unter Zuschlag von Flussspath oder fluorhaltigen Stoffen erzeugt wurden — was sehr schädlich ist, da solche Cemente nach dem ersten vorzüglichen Erhärten wieder mürbe

werden, oft bis zum gänzlichen Zerfallen — giebt sich schon bei 1% Zuschlag eine blaugraue, in Roth übergehende Färbung zu erkennen, während einige Procente Zuschlag ein ganz röthliches Cementpulver geben. Das specifische Gewicht des Cementes ist 1,2 bis 1,3 und im Allgemeinen ist das grössere Gewicht ein Zeichen der bessern Qualität.

Wie R. Dyckerhoff 1890 nachgewiesen hat, bewirkt ein grösserer Magnesiagehalt bei Cementen, welche bis zur Sinterung gebrannt werden, eine Ausdehnung des Mörtels, während Magnesia bei nicht gesinterten Romancementen eine schädliche Wirkung nicht ausübt. Die magnesiahaltigen gesinterten Cemente sind deshalb so gefährlich, weil selbst bei einem hohen Magnesiagehalt ihre treibenden Eigenschaften durch die üblichen Prüfungsmethoden, einschliesslich der Darrprobe, nicht erkannt werden und nur durch sehr genaue Messungen kaum früher als nach $\frac{1}{2}$ Jahre festgestellt werden können. Der normale Portland-Cement mit 1,93% Magnesiagehalt zeigte eine regelrechte Zunahme der Festigkeit und selbst 3% Magnesia ist noch nicht schädlich. Bei 3 Versuchs-Cementen nahm die Festigkeit schon nach 6 Monaten ab, bei 2 anderen erst in der Zeit vom 1. zum 2. Jahre. Bei 4 Cementen mit hohem Magnesiagehalt nahm besonders die Ausdehnung sehr bedeutend vom 1. bis 2. Jahre zu. Prof. Debray in Paris hatte ein Prisma von 50^{cm} Länge aus Portland-Cement, vermischt mit 25% gesinterter Magnesia (ohne Sandzusatz), hergestellt, welches noch eine stetige Zunahme seines Volumens nach 3 Jahren zeigte, ohne dass man durch die genauesten Beobachtungen irgend welche Risse am Prisma wahrnehmen konnte.

Das Meerwasser und schwefelsaure Salze, wie schwefelsaures Natron, Kali u. s. w. üben eine zerstörende Wirkung auf die Portland-Cemente, während salzsaure Magnesia dies nicht thut.

Seit 1890 nimmt man als einheitlichen Normalsand den Freienwalder Sand (fast reiner Quarzsand), welcher gewonnen wird durch Lochsiebe, welche zwischen den Sieben von 60—64 und 120—144 Maschen liegen. Dadurch ist viel gewonnen, da jetzt alle Versuchsanstalten in der Lage sind, die Festigkeiten ihrer Cementproben auf einen und denselben Normalsand zu beziehen und mithin auf einfache Weise ein Vergleich aller Cemente in Bezug auf deren Festigkeiten ermöglicht wird.

§ 15. Der Beton.

Die **Betonmasse** (Concret, Conglomerat) besteht aus einem Gemenge von hydraulischem Mörtel und kleinen Steinen; diese Masse wurde nach Bélidor schon im Jahre 1748 zum Fundiren eines Hafendammes bei Toulon angewendet. Das Steinmaterial zum Beton muss hart und fest sein, man verwendet zu diesem Zwecke Granit, Grauwacke, feste Sand- und Kalksteine, hartgebrannte Ziegeln u. s. w., gewöhnlich werden die Steine so zerschlagen, dass die Stücke 4 bis 5^{cm} Durchmesser halten und die Steinschläger benutzen hierbei Drahtringe von 5 bis 6^{cm} Weite als Lehre, durch welche die Stücke nach jeder Richtung hindurchfallen. Obgleich die Steinstücke beim Schlagen immer etwas verschieden gross werden, so lässt man dies doch nicht absichtlich ausführen, indem man beim Schütten des Betons doch nicht erreichen kann, dass die kleinen Steine die Zwischenräume zwischen den grösseren ausfüllen. Oft wird sorgfältig darauf geachtet, dass die Steinbrocken recht scharfkantig geschlagen werden, damit sie im Beton einen guten Verband bilden, indess scheint dies keinen wesentlichen Einfluss auf die Güte und Festigkeit des Betons zu haben, denn man verwendet häufig auch 2 bis 4^{cm} grosse rund geschliffene Flusskiesel zum

Beton, der bei Anwendung eines guten Mörtels doch sehr fest und dicht wird, sogar den aus geschlagenen Steinen in manchen Fällen an Güte übertrifft, weil die abgerundeten Steine sich leichter als die eckigen vollständig mit Mörtel umhüllen und sich auch geschlossener ablagern.

Bevor die Steine mit dem Mörtel gemischt werden, muss man sie durch Abspülung sorgfältig von Staub und Schmutz reinigen, damit sie den Mörtel leicht annehmen, auch müssen sie aus dem Grunde mit Wasser völlig gesättigt sein, weil sie sonst dem Mörtel zu schnell die Feuchtigkeit entziehen und dadurch die Erhärtung desselben verhindern. Der zum Beton verwendete Mörtel muss recht steif sein, wenn er rasch erhärten und einen genügenden Grad von Festigkeit annehmen soll. Es ist daher ein kräftiges und anhaltendes Durcharbeiten der Masse erforderlich, und dieses muss so lange fortgesetzt werden, bis alle Oberflächen der Steine mit einer Mörtelschicht bedeckt sind.

Zur Bestimmung des Mörtelquantums, welches für eine bestimmte Menge Steinbrocken erforderlich ist, füllt man einen grossen wasserdichten Kasten von bekanntem Rauminhalt mit dem Steinschlag, der vorher mit Wasser gehörig gesättigt war, und beobachtet dann, wie viel Wasser man hinzugiessen kann, bis dasselbe den Rand des Gefässes erreicht. Das in den Kasten gegossene Wasser giebt alsdann die Mörtelmenge an, die zur Füllung der Zwischenräume des Steinschlages genügen würde. Da aber in dem fertigen Beton die Steine durch den Mörtel verhindert werden, eine ebenso dichte Lage anzunehmen wie in dem Kasten, so muss die Mörtelmasse grösser sein, als das obige Verhältniss ergiebt.

Die Zusammensetzung des Betons ist ziemlich verschieden, doch nimmt man meistens 2 Raumtheile Steinschlag auf 1 Theil Mörtel. Zu den beim Hafenbau in **Triest** verwendeten Betonblöcken, die aus hydraulischem Kalkmörtel (vergl. S. 148) und Kalksteinschlag hergestellt sind, nahm man nach mehrjährigen Erfahrungen 61,26 Theile Steinschlag auf 38,7 Theilen Mörtel. Zur Fundirung einer vor 58 Jahren erbauten Ruhrschleuse wurde der Beton aus 12 Theilen Steinschlag und 6 Theilen Mörtel hergestellt, woraus man 13 Theile Beton erhielt.

Die Kunsthalle in **Hamburg** ist auf Beton fundirt *(Romberg's Zeitschr. für prakt. Baukunst 1868, S. 168).* Hierbei wurde ein Beton aus 80 Theilen Ziegelstücken, 20 Theilen Sand, 10 Theilen Kalk und 3 Theilen Portland-Cement verwendet. Die Mischung stellte sich an Ort und Stelle pro 1^{cbm} auf 8,9 *M.*

Wo man **Trassbeton** haben kann, ist derselbe sehr empfehlenswerth, da er nicht zu rasch erhärtet, wenig Schlamm beim Versenken bildet, dabei aber doch hinreichend dicht und fest wird. Für die Trockendocks bei **Kiel** mischte man den Beton aus 2 Theilen Steinschlag auf 1 Theil Mörtel, der letztere bestand aus 1 Theil Kalk, $1\frac{1}{2}$ Theil Trass und $\frac{1}{2}$ Theil Sand. Bei den dortigen Hellingsbauten machte man den Beton später mit gutem Erfolg magerer, man nahm nämlich auf 100 Theile Steinschlag nur 43,6 Theile Mörtel und dieser bestand zu gleichen Theilen aus Kalk, Trass und Sand; später wurde der Mörtel aber noch magerer hergestellt. Beim Neubau der Weserschleuse bei **Hameln** bestand der Beton ebenfalls aus 2 Theilen Steinschlag und 1 Theil Mörtel, letztere zu gleichen Theilen aus Kalk, Trass und Sand. Zu 1^{cbm} Beton waren $0{,}95^{cbm}$ Steinschlag (mergelhaltige Kalksteine) und $0{,}48^{cbm}$ Mörtel erforderlich, wozu wieder je 0,218 Theile Kalk, Trass und Sand verwendet werden mussten. 1^{cbm} fertig versenkter Beton kostete 16,4 *M.* Für die Pfeilerfundirung der neuen Ruhrbrücke bei **Düssern** wurde der Beton aus Steinschlag, Kies und Mörtel gemischt. 1^{cbm} Beton erforderte $0{,}54^{cbm}$ Mörtel, $0{,}405^{cbm}$ Kies und $0{,}45^{cbm}$ Steinschlag.

Der Mörtel bestand zu gleichen Theilen aus Kalkpulver, Trass und Sand. Die Kosten für Herstellung von 1 cbm Beton berechneten sich in folgender Weise:

0,45 cbm	Steinschlag	2,82 ℳ
0,405 cbm	Kies	1,03 „
0,3 cbm	Trass	5,51 „
0,3 cbm	Kalkpulver	3,12 „
0,3 cbm	Sand	1,27 „
	Mörtelbereitung	0,95 „
	Betonbereitung und Versenkung	3,00 „
	1 cbm Beton kostete	17,7 ℳ.

In London benutzt man gewöhnlich das aus der Themse gebaggerte Material zum Beton, dieses besteht aus Sand und Kieseln; auf 27 Theile dieses Materials rechnet man 3 Theile gelöschten hydraulischen Kalk und 4 Theile Wasser, welches Gemenge nur 24 Theile Beton giebt, die 27 Theile Baggermaterial bestehen aber aus 23 Theilen Geschiebe und 11 ½ Theilen Sand. Demnach erfordert 1 cbm Beton 0,96 cbm Geschiebe, 0,48 cbm Sand, oder zusammen 1,12 cbm Baggermaterial, ferner 0,125 cbm Kalk und 0,16 cbm Wasser. Die auffällige Volum-Verminderung des Baggermaterials durch Beimischung des Kalkteiges erklärt sich dadurch, dass der Sand und die Steine hierbei in eine mehr geschlossene Lage versetzt werden. Bei den Dockanlagen zu **Chatam** mischte man den Beton aus 1 Theil blauem Liaskalk und 8 Theilen Kies.

Cementbeton wird in der Regel aus 1 Raumtheil Portland-Cement, 3 Theilen scharfen Sand und 5 Theilen Steinschlag gemischt, empfehlenswerth ist es, den Mörtel *möglichst steif und nicht zu fett* zu machen, da sonst beim Versenken zu viel Cement ausgespült und völlig zersetzt wird. Bei den Hellingsbauten in **Kiel** bestand der Beton anfangs aus 100 Theilen Steinschlag und 43,6 Theilen Mörtel, der letztere aus 1 Theil Portland-Cement auf 1,4 Theilen Sand. Man glaubte hier hinsichtlich der Fettigkeit des Mörtels nicht zu viel thun zu können, zumal sich eine ausserordentliche Schlammbildung bemerklich machte, die Anlass zu der Befürchtung gab, es möchte ein grosser Theil des Cementes bei der Versenkung verloren gehen. In der That zeigte sich auch, dass ca. $^1/_{12}$ aller versenkten Betonmaterialien als Schlamm entfernt werden mussten. Später machte man den Mörtel magerer und zwar aus 1 Theil Cement auf 2,5 Theile Sand, wodurch man etwas bessere Resultate erzielte; es zeigte sich aber, dass man zu wenig Mörtel zu dem Steinschlag genommen hatte.

Für die Pfeilerfundirung der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei **Thorn** verwendete man Beton aus 1 Raumtheil Stettiner Portland-Cement, 3 Theilen Sand und 5 Theilen Steinschlag, während für den Beton zu den Fangdämmen, an Stelle des Steinschlages, grobkörniger staubfreier Kies verwendet wurde. Beim Bau der Augusta-Brücke zu **Berlin** bestand die Betonmischung ebenfalls aus 2 Theilen Steinschlag auf 1 Theil Mörtel und der letztere bestand aus 1 Theil Portland-Cement und 3 Theilen Sand, beides aus freier Hand mit einfachen Geräthschaften, hauptsächlich nur mit Schippen bereitet. Es kostete 1 cbm Beton incl. Material 18,2 ℳ, in der Bereitung und dem Versenken 4,05 ℳ, zusammen also 22,25 ℳ, bei einem Arbeitslohnsatz von 1,8 ℳ pro Tag. Bei der Hafenanlage der Kgl. Porzellan-Manufactur zu **Charlottenburg** wurde eine Betonmasse aus kleingeschlagenen Ziegelstücken und Cementmörtel zusammengesetzt, in einem solchen Verhältniss, dass das Volumen der Steinaufhäufung durch den Mörtelzusatz keine Vergrösserung erfuhr, was ungefähr bei 1 Theil Steinschlag auf schwach $^3/_4$ Theil Mörtel stattfand. Für den letzteren genügte 1 Theil Stettiner Stern-Cement auf 4 Theile Mauersand.

Ein 17^{m} hoher Fabrikschornstein in **Sunderland** wurde ganz aus Beton hergestellt, derselbe erhielt oben 20^{cm}, unten 37^{cm} Wandstärke und die Betonmasse für den Sockel wurde aus 1 Theil Portland-Cement mit 8 Theilen Sand und Steinbrocken zusammengesetzt, während für den Schaft eine Mischung aus 1 Theil Cement auf 5 Theile Sand und Kies zur Anwendung kam. In Triest und Venedig wird guter Beton aus 3 Theilen Kalk, 2 bis 3 Theilen Sand, 4 Theilen Santorin und 6 Theilen Steinschlag hergestellt.

Zu erwähnen ist noch, dass die zu den Molen in **Amsterdam** verwendeten Cementbeton-Blöcke sich den Angriffen des Meerwassers gegenüber nicht widerstandsfähig gezeigt haben; es bildet sich nämlich auf den Blöcken eine Haut, welche abfällt, auf der blossgelegten Fläche bildet sich wieder eine Haut, die abermals abfällt und in dieser Weise schreitet die Zersetzung fort. Man hat die Erfahrung gemacht, dass Sandsteine, die Kalk als Bindemittel besitzen, vom Seewasser zerstört werden, während solche mit Kiesel als Bindemittel dem Meerwasser sehr gut widerstehen. (Vergl. S. 165.)

Eine besondere Methode für die Herstellung von Betonbettungen unter Wasser hat der englische Ingenieur W. Kinipple erfunden und bereits in den 60er Jahren bei Wiederherstellungsarbeiten von Grund- und Futtermauern etc. angewendet *(Deutsche Bauzeitung 1894, S. 107)*. Sie besteht darin, die Hauptbestandtheile des Betons: Steinschlag und Sand oder Kies und Sand zunächst in trockenem Zustande für sich in die Baugrube einzubringen und sodann mit Hilfe eiserner Standrohre den reinen, zu einem steifen Brei angemachten Cement zuzuführen. Dadurch soll das Auswaschen des Betons, wie solches bei den üblichen Schüttmethoden mittelst Kästen oder Trichter so leicht eintritt, vorgebeugt werden. Der durch das Gewicht der darüber ruhenden Cementsäule am untern Ende der durch Taucher eingesetzten Rohre herausgepresste Cement durchdringt die Hohlräume der Schüttung vollständig, treibt das Wasser aus und stellt mit dem Schüttmaterial ein festes Betonbett her. Um eine vollständige Durchdringung zu erzielen, muss das Standrohr in kurzen Entfernungen immer wieder aufs neue eingesetzt werden.

Wo sandiger und kiesiger Untergrund vorhanden ist, kann diesem nach dem Patente des Ingenieurs Neukirch in Bremen (1890) auch unmittelbar unter Druck der Cement zugeführt werden. Ferner hat auch ein amerikanischer Ingenieur, Robert Harris, 1892 ein Patent auf die Gründung in Triebsand, mit Hilfe der Cement-Einspritzung, genommen. Ob diese Methoden bei Neuausführungen billiger und technisch brauchbarer sein werden, als die alten Methoden, muss erst die Erfahrung feststellen. Für Reparaturen an unzulänglichen Fundamenten, Dichtung von Schleusenböden, bei Unterwaschungen etc. lassen sich diese Methoden gewiss mit gutem Erfolge verwenden.

Vierter Abschnitt.

Spundwände und Fangedämme.

§ 16. Die Herstellung der Spundwände.

Die Spundwände dienen zur Abhaltung des Wassers von einer Gründung oder vielmehr zur Abhaltung der Strömung des Wassers während des Fundirens. Bei Betonfundirungen umschliessen die Spundwände die Baugrube, damit diese bis zur

nöthigen Tiefe ausgebaggert werden kann, auch halten die Spundwände dann den weichen Beton zusammen und schützen ihn vor der unmittelbaren Berührung mit fliessendem Wasser. Zuweilen sollen die Spundwände auch ein Unterspülen der Fundamente verhindern, welchen Zweck sie jedoch nur in geringem Grade erfüllen können. Eine völlige Wasserdichtigkeit kann man den Spundwänden an sich nicht geben; sie verhindern meist nur ein stärkeres Durchströmen des Wassers und das Durchfallen von Erde und Sand; die Spundwände können aber auch das Wasser vollständig zurückhalten, wenn ein Thonschlag dagegen gebracht wird, der durch die Spundwand eine feste Lage erhält.

Bei Ausführung der Strassenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg *(Zeitschr. für Bauwesen, 40. Jahrg., Heft 7—9)* ist ein interessanter Versuch gemacht worden, die Spundwände mittelst getheerten Segeltuches zu dichten, was schon früher bei einer holländischen Brücke mit gutem Erfolge durchgeführt war. Für den wasserdichten Anstrich ergab sich eine Mischung von 10 Gewichtstheilen Steinkohlentheer und 1 Theil Terpentin als sehr zweckmässig. Diese Masse zeigte bei 3maligem beiderseitigen Anstrich eine völlige Wasserdichtigkeit des Segelstuches. Verwendet wurde die englische Segeltuchmarke *Grass bleached No. 4* in Stücken von 34,5^{m} Länge und 0,61^{m} Breite. Des wasserdichten Anschlusses an das Betonbett wegen musste das Segeltuch auf der Innenseite der Pfahlwand, also vor der Betonirung angebracht werden. Die Aufhängung des Tuches geschah derart, dass durch Oesen an dem oberen Saum desselben ein Tau hindurch gezogen und in Haken, welche in die Pfahlwand eingeschraubt waren, eingehängt wurde, worauf man das Tau straff anzog. Am untern Saume wurden an jeder dritten Naht Messingkauschen eingeschlagen, an welchen altes Eisenzeug zur Beschwerung des Tuches aufgehängt war. Beim Bau der Billhorner Brücke wurde das Segeltuch nicht in einem einzigen zusammengenähten Stücke angebracht, was sich unbequem erwiesen hatte, sondern es wurden vor der Betonirung einzelne, in ca. 2^{m} Breite hergestellte Streifen Segeltuch mit etwa 0,3^{m} breiter Ueberdeckung der senkrechten Fugen angenagelt. Die wagerechten unteren Säume der einzelnen Streifen waren um 2^{cm} starke Rundeisenstangen genäht, welche die Bahnen gleichmässig straff anzogen. Diese Ausführung hat sich gut bewährt.

Die einzelnen Pfähle der Spundwände werden dicht nebeneinander eingerammt oder eingespült, so dass sie sich entweder nur unmittelbar berühren, oder sie werden so miteinander in Verbindung gebracht, dass der eine Pfahl mit einer Feder in die Nute des benachbarten Pfahles eingreift. Diese Spundung der Pfähle ist möglichst einfach zu halten, da alle complicirteren Formen, die ein recht inniges Eingreifen veranlassen sollen, unter den starken Schlägen der Ramme zu leicht abbrechen. Gewöhnlich wird die bei *A* und *B* in Fig. 307 dargestellte quadratische Spundung angewendet, wobei jeder Pfahl entweder 2 Nuten bezw. 2 Federn, oder an einer Seite eine Nute und an der anderen Seite eine Feder erhält. Bei schwachen Spundpfählen, den sog. Spundbohlen von 7 bis 10^{cm} Stärke, wendet man meistens die bei *C* in Fig. 307 dargestellte Keilspundung an, weil diese weniger leicht abbricht als die quadratische Spundung, und hierbei lässt man zwischen der äusseren Fläche der Feder und der Rückwand der Nute etwas Spielraum, damit der dichte Schluss nicht in der Nute, sondern zwischen den Backen der Pfähle hergestellt wird. Wenn bei umfangreichen

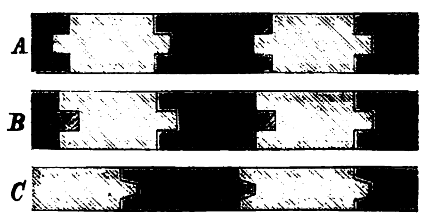


Fig. 307. Spundungen.

Bauten viele und lange Spundwände auszuführen sind, geschieht das Spunden der Pfähle vortheilhaft durch besondere Maschinen.

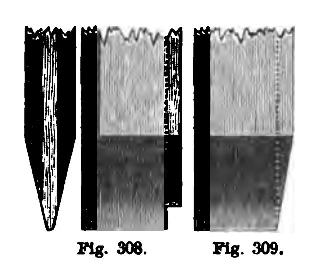


Fig. 308. Fig. 309.

Am untern Ende werden die Spundpfähle nach Fig. 308 zugeschärft, was in der Weise geschieht, dass eine Anzahl von den mit Nuten und Federn versehenen Pfählen ineinander geschoben und dann die Schneide gemeinschaftlich angeschnürt und angehauen wird. Hierdurch verhindert man, dass nicht etwa die Zuschärfung einzelner Pfähle mehr nach einer Seite geneigt ist, was ein seitliches Ausweichen dieser Pfähle beim Einrammen zur Folge haben könnte. Oft schneidet man an den Spundpfählen an der Seite, wo sich die Nute befindet, nach Fig. 309 die Ecke ab, damit durch die keilförmige Abschrägung der einzurammende Pfahl sich an den vorhergehenden fest anschliesst. Im reinen Boden ist dies gewiss zweckmässig, wenn dagegen der Boden Steine, Baumwurzeln etc. enthält, so kann es vorkommen, dass ein solcher Körper sich in einer Lücke der Pfahlschneiden festsetzt und beim fortgesetzten Einschlagen der Pfähle dieselben aus einander drängt. Derselbe Vortheil, ohne letzteren Nachtheil, wird erreicht, wenn man die Schneide nicht horizontal, sondern nach Fig. 215 und 216 etwas geneigt gestaltet; diese Form der Schneiden wurde schon von Telford angewendet und ist in neuerer Zeit vielfach in Gebrauch gekommen.

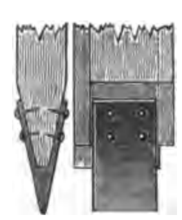


Fig. 310.

Häufig werden die Spundpfähle auch mit schmiedeeisernen oder gussstählernen Schuhen versehen, wie ein solcher in Fig. 310 dargestellt ist; in manchen Fällen begnügt man sich aber mit Schuhen, welche man aus Blech um die Pfahlschneide biegt und daran festnagelt, denn der Werth der eisernen Schuhe ist überhaupt zweifelhaft und in einigen Fällen haben sie sich entschieden nicht bewährt.

Das Holz zu den Spundwänden muss recht gerade Längenfasern haben, weil sonst die Federn und die Backen der Nuten leicht ausspringen, aus diesem Grunde ist hierzu das geradfaserige Kiefernholz am besten geeignet. Entweder muss das Holz zu Spundwänden im frisch geschlagenen Zustande verwendet oder doch aus dem Wasser entnommen werden, da ausgetrocknetes Holz beim Setzen der Spundwände zu sehr quellen und ein starkes Werfen der Wände veranlassen würde.

Um eine Spundwand möglichst regelmässig und lothrecht einzurammen, muss man den sämmtlichen Pfählen eine sichere Führung verschaffen, was durch Zwingen bewirkt wird. Diese bestehen ans 2 nebeneinander liegenden horizontalen Hölzern, welche die Spundwand zwischen sich aufnehmen und auf einzelne Pfähle verzapft oder auf andere Art befestigt werden; Fig. 311 und 312 zeigen solche Zwingen im Querschnitte. Bei Anwendung starker Hölzer genügt es, dieselben in 3 bis 4^{m} Abstand durch Pfähle zu unterstützen. Durch die von Wiebeking vorgeschlagene schräge Stellung der Pfähle in Fig. 312 soll die starke Compression des Bodens unmittelbar neben der Spundwand vermieden werden, ausserdem wird aber die Spundwand durch die Schrägpfähle sicherer gestützt.

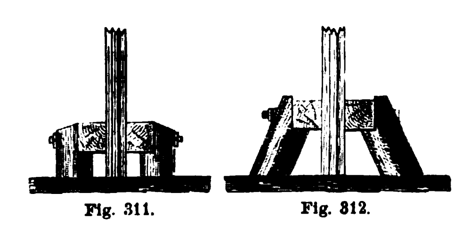


Fig. 311. Fig. 312.

Beim Setzen stellt man den Spundpfahl stark geneigt in die Zwinge, bringt die Feder erst am unteren Ende und darauf in der ganzen Länge in die Nute des bereits

stehenden Pfahls; in dieser Stellung erhält man die Pfähle so lange durch eingeschlagene Klammern, bis man die ganze Anzahl der auf einmal zu setzenden Pfähle eingebracht hat, zieht dann in geringem Abstand von dem zuletzt gesetzten Pfahl einen starken Schraubenbolzen durch die Zwinge und schlägt zwischen diesen und den Pfahl einen passenden Holzkeil lose ein, worauf die Klammern herausgenommen werden.

Zum Zusammenhalten der Spundpfähle am obern Ende werden ausser den festen Zwingen meistens auch noch lose Zwingen angebracht; oft lässt man die ersteren, welche durch die einzurammenden Pfähle kostspielig werden, auch ganz weg und benutzt nur lose Zwingen. Diese bestehen gewöhnlich nur aus starken Bohlen und werden lediglich an der Spundwand selbst, nicht aber an besonderen Pfählen befestigt, wie dies Fig. 313 zeigt. Das eine Ende der losen Zwingen wird mit einem bereits feststehenden Spundpfahl durch einen Schraubenbolzen verbunden; da nun hierbei ein öfteres Verstellen der Zwingen nicht zu umgehen ist, so lässt sich auch nicht vermeiden, dass eine grössere Zahl von Bolzenlöchern durch die Wand gebohrt werden muss. Indess sind diese Löcher nicht besonders nachtheilig, indem man sie sogleich nach dem Abnehmen der Zwingen mit passenden Holzpflöcken schliessen kann.

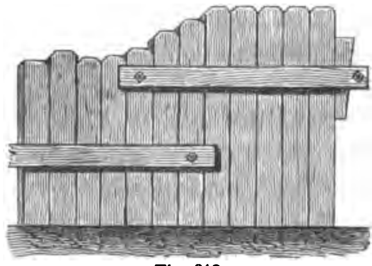


Fig. 313.

Das Einschlagen der Spundpfähle wird durch manche Umstände oft sehr erschwert und leicht tritt unter den Schlägen der Ramme die Gefahr ein, dass an irgend einer Stelle eine Trennung der Wand erfolgt. Zur Vorbeugung dieser Gefahr muss man jede Klemmung der Pfähle vermeiden, besonders muss man dafür sorgen, dass die Federn in den Nuten nach allen Richtungen etwas Spielraum haben und die einzelnen Pfähle nicht zu dicht nebeneinander gesetzt werden. Wenn man sie dann abwechselnd rammt, so behalten sie auch meistens den ihnen anfänglich gegebenen Abstand beim weiteren Eindringen bei, und wenn ja ein Pfahl sich dem andern zu sehr nähert, so bildet sich durch den stärkeren Druck von dieser Seite beim Fortsetzen des Rammens bald wieder ein grösserer Spielraum, wenn nicht besondere Hindernisse im Baugrunde vorkommen. Anstatt die Pfähle der ganzen Wand möglichst gleichmässig einzurammen, was ein öfteres Umstellen der Ramme bedingt und grosse Kosten verursacht, pflegt man auch oft die Spundpfähle auf einmal bis zur vorgeschriebenen Tiefe einzuschlagen. Hierbei hat es sich als zweckmässig herausgestellt, je 2 Pfähle zu kuppeln und gemeinschaftlich einzutreiben, weil dann die seitlichen Vibrationen, wodurch ein bedeutender Effectverlust eintritt, geringer sind. Die Spundwände zum Bau der Trockendocks in **Kiel** wurden nach Fig. 314 gerammt. Man legte zunächst 2 Zangenhölzer von ca. 30^{cm} Stärke als Zwinge in der Richtung der zu schlagenden Spundwand bis zu $^1/_3$ ihrer Höhe in den Boden und verband dieselben durch starke Klammern *C*, deren Schenkel in gebohrte Löcher der Zangen getrieben wurden. Beide Zangenhölzer waren also in der Entfernung = Spundwandsdicke voneinander gehalten und das eine Ende der Zangen wurde mit dem zuerst gerammten Pfahle verbolzt, um ein Verschieben derselben in deren Längenrichtung beim Ankeilen des einzurammenden Pfahls

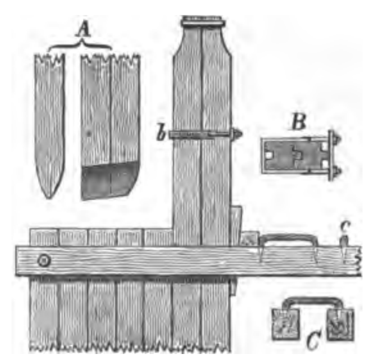


Fig. 314.

zu verhindern. Die Form der Pfahlspitzen ist bei *A*, der Querschnitt der Zwinge bei *C* dargestellt. Es wurden immer gleichzeitig 2 Pfähle eingerammt, da es sich zeigte, dass ein Pfahl nicht so rasch und sicher wie ein Doppelpfahl einzutreiben war (vergl. Seite 101). Die Verbindung zu einem Doppelpfahl erfolgte durch mehrere eiserne Bügel *b*, die sich leicht lösen liessen; deren Grundriss ist bei *B* gezeichnet.

Diese Spundpfähle hatten für die verschiedenen Docks 11,3^{m}, 10,0^{m}, 8,8^{m} und 7,8^{m} Länge, bei 26^{cm} Stärke, und mussten mit ihrer ganzen Länge in sehr strengen Sand- bezw. Kiesboden eingetrieben werden, wobei das in § 9 erwähnte Einspülen sehr gute Dienste geleistet haben würde. Zur Ausführung der Rammarbeit waren 4 Nasmyth'sche Dampframmen vom Stettiner Vulkan bezogen, die 0,5^{m} Hub hatten und 50 bis 60 Schläge in der Min. machten; das Rammbärgewicht betrug 1050^{kg}. Diese Rammen bewährten sich hier sehr gut (vergl. Seite 93), während man 2 Rammen mit Ketten ohne Ende nach dem System Sisson-White bald ausser Thätigkeit setzte, weil die Pfähle grösstentheils zerschlagen und die Spundwände, wegen mangelhafter Führung der Pfähle, während des Rammens sehr undicht wurden.

Die Stärke der Spundpfähle wird gewöhnlich nicht unter 10^{cm} und nicht über 26^{cm} genommen; dieselbe ist namentlich von ihrer Länge und von der Beschaffenheit des Bodens abhängig. Bei Pfählen unter 10^{cm} Stärke würde die Spundung zu schwach ausfallen, während bei Pfählen über 26^{cm} Stärke der Verlust an Holz durch das Anschneiden der Federn zu kostspielig wird; man pflegt alsdann aus den rechteckig bearbeiteten oder nach Fig. 315 *A* gestalteten Pfählen eine dicht schliessende Wand zu bilden, in welcher die Pfähle stumpf aneinander stossen, wie in Fig. 315 *B*. Alle Spundpfähle einer Wand erhalten gewöhnlich gleiche Stärke, mit Ausnahme der Eck- und Bundpfähle. Die ersteren stehen nach Fig. 316 in den Ecken, wo die Wand aus einer Richtung in eine andere übergeht, die letzteren aber da, wo der Anschluss einer seitwärts abzweigenden Wand hergestellt werden soll. Diese Pfähle werden stärker genommen als die übrigen, weil in beiden Fällen entweder die Nuten sich nicht gegenüber stehen, oder noch eine dritte Nute seitwärts erforderlich wird, wodurch die Pfähle mehr geschwächt werden. Aus diesem Grunde erhalten die Eck- und Bundpfähle stets nur Nuten, indem man die Federn an die anschliessenden schwächern Spundpfahle anschneidet. Falls die Spundwand eine Baugrube einschliesst, worin eine Betonschicht versenkt werden soll, so ist es empfehlenswerth, die Ecken nach Fig. 316 zu brechen, da scharfe Ecken sich nicht gut ausschütten lassen und daher zu starken Quellungen Veranlassung geben.

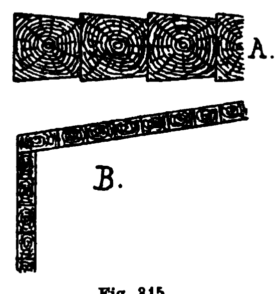


Fig. 315.

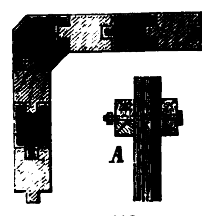


Fig. 316.

Sehr oft werden Pfahlwände ohne Spundung hergestellt, wodurch wesentlich an Holz gespart wird, denn wenn z. B. eine Spundwand 15^{cm} stark ist und die Pfähle in der Richtung der Wand 30^{cm} messen, dann geht für die Feder 5^{cm} von der Breite des Pfahls verloren; die Holzmenge für die ganze Wand muss also um $^1/_6$ der Wandlänge grösser werden, als für ungespundete Pfähle erforderlich wäre. Um diesen Holzverlust zu ermässigen, kann man zwar die Spundpfähle nur mit Nuten versehen und die Federn aufnageln oder mit Holzschrauben befestigen; indess haben weder die Federn noch die Backen neben den Nuten eine solche Haltbarkeit, dass sie das Ausweichen einzelner Pfähle wirklich

verhindern könnten, sie brechen vielmehr ab, sobald ein solches Ausweichen durch äussere Umstände veranlasst wird. Wenn aber auch die Spundwand vollständig regelrecht gerammt ist, so wird das Wasser immer noch zwischen Nute und Feder hindurchdringen können, die Spundung hat demnach auf die Dichtigkeit der Wand keinen grossen Einfluss. Rammt man bei stärkeren Pfahlwänden die sorgfältig bearbeiteten Pfähle nur stumpf nebeneinander, so wird man dieselben einerseits dichter aneinander treiben können, andererseits aber durch Verwendung etwas mehr ausgetrockneter Pfähle ein mässiges Quellen derselben veranlassen, damit erhebliche Fugen in der Wand nicht vorkommen. Ausserdem aber kann man durch einen Taucher noch Zinkblechrinnen auf die Fugen nageln lassen und diese von oben mit Dichtwerg und Thon vollstampfen, wodurch die Wand möglichst dicht wird, wenigstens gegen die Strömung des Wassers.

Am obern Ende werden die Spundwände durch einen sog. **Fachbaum** oder Holm zusammengehalten und versteift. Schwache Spundwände, worauf sich Fachbäume nicht genügend befestigen lassen, versieht man an beiden Seiten mit Zangen, die mittelst durchgezogener Schraubenbolzen miteinander verbunden sind, wie dies bei *A* in Fig. 316 angedeutet ist. Vor Befestigung des Fachbaums wird an alle Pfähle ein durchlaufender Zapfen angeschnitten und diese greifen in eine Nute des Fachbaums ein, wie dies Fig. 317 zeigt. Die Zapfen einzelner Pfähle lässt man durch die ganze Höhe des Fachbaumes hindurchgreifen, um sie von oben zu verkeilen, wodurch eine feste Verbindung erreicht wird. Auch die in Fig. 317 angedeuteten dreiarmigen eisernen Klammern werden noch zur Befestigung des Fachbaumes angewendet, doch sind dieselben meist entbehrlich. Die Zangenverbindung gewährt grössere Festigkeit und lässt sich leichter anbringen als der Fachbaum.

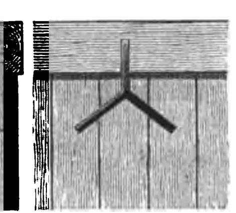


Fig. 317.

Bei nur 1,5^{m} hohen Wänden und ziemlich reinem Baugrunde pflegt man oft statt der Spundwände die viel billiger herzustellenden **Stülpwände** auszuführen. Eine Stülpwand ist in Fig. 318 bei *A* in der Ansicht, bei *B* im Querschnitte und bei *C* im Grundrisse dargestellt. Hierbei rammt man zuerst in der Richtung der Wand einige Pfähle leicht in den Grund ein und befestigt daran ein Längenholz, welches als Lehre für die Stülpwand dient und woran diese später angenagelt wird. Nun werden an dem Langholze etwa 5^{cm} starke Bohlen so mit der Handramme eingerammt, dass zwischen denselben ein Spielraum von 5 bis 10^{cm} Breite bleibt. Diese Zwischenräume werden dann durch andere Bohlen, darüber gestülpt, geschlossen, wodurch die Wand eine genügende Steifigkeit und Dichtigkeit erhält. Gewöhnlich besteht die letztere Bohlenreihe nur aus Schaldielen oder Schwarten.

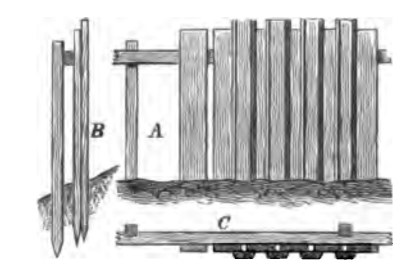
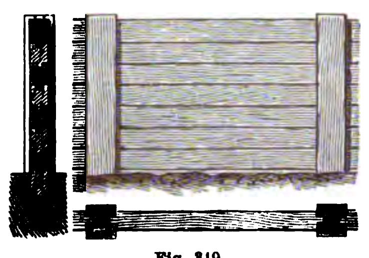


Fig. 318. Stülpwand.

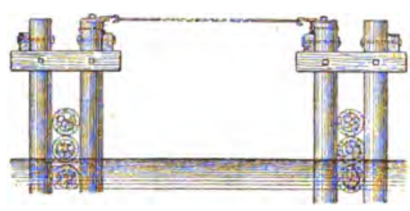
In manchen Fällen kann man auch Spundwände derartig herstellen, dass man Nutpfähle in Abständen von etwa 2^{m} möglichst lothrecht einrammt und zwischen diese, horizontal liegende Bohlen mit ganzer oder halber Spundung einschiebt, wie dies in Fig. 319 in der Ansicht, im Grundrisse und im Querschnitte dargestellt ist. Solche Wände lassen sich nur so weit abwärts fortsetzen, wie der Boden ausgebaggert werden konnte, immerhin kann man damit aber doch ca. 1^{m} unter das Wasser hinabgehen, indem die Bohlen oben eingesetzt und nach und nach mit der Handramme gleichmässig

hinabgetrieben werden, was mit grosser Vorsicht geschehen muss, damit die Pfähle nicht seitwärts gedrängt werden und die Bohlen etwa aus den Nuten herausfallen.


Fig. 319.

In Frankreich werden diese Spundwände oft angewendet, besonders dann, wenn innerhalb der Umschliessung einer Baugrube eine Betonschicht versenkt werden soll, von der, so lange sie nicht erhärtet ist, nur die Strömung des Wassers abgehalten werden muss; bei sehr starken Strömungen sind aber diese Wände sicher nicht zu empfehlen, da die Widerstandsfähigkeit der Wand nur von den wenigen Nutpfählen abhängt.

Schwierig ist die Herstellung von Spundwänden in starker Strömung und bei grosser Wassertiefe. In solchen Fällen erleichtert man sich die Arbeit wohl dadurch, dass man zunächst die Baugrube, mit Ausnahme der stromabwärts gelegenen Seite, einschliesst und so die eingeschlossene Wasserfläche strömungsfrei macht; hierzu eignen sich Faschinenwände nach Fig. 320, welche man zwischen doppelten Pfahlreihen bis zur Flusssohle senkt. Hierbei können dann solche Pfahlreihen auch für die Rüstung der Rammen benutzt werden, wenn man nicht von schwimmenden Rüstungen aus rammen will. Ferner kann man die innern Pfahlreihen zum Anbringen der Zwingen beim Schlagen der Spundwände benutzen.


Fig. 320.

Beim Bau der Seite 169 erwähnten Strassenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg wurden die Pfahlwände aus 13^m langen und 26^{cm} dicken Pfählen hergestellt, die bis zu 4,5^m tief im Boden steckten, während die Baugrubensohle ca. 2,5^m oberhalb der Pfahlspitzen lag, wie dies der in Fig. 321 dargestellte Pfeilerquerschnitt zeigt. Diese Pfahlwände *a* sind von Prahmen aus mit Dampframmen geschlagen, nachdem man schon einen Theil der innerhalb der Pfahlwände *a* stehenden Grundpfähle eingerammt hatte. An diesen wurden dann Gurthölzer angebracht, welche beim Rammen der Pfahlwände zu deren Führung dienten. Auf diese Weise erzielte man bedeutende Zeit- und Kosten-Ersparniss, indem man die noch fehlenden Grundpfähle von einer leichten beweglichen Rüstung aus schlagen konnte, die man auf die Pfahlwände gelegt hatte. Wie Seite 169 erwähnt, wurden die Pfahlwände *a*, Fig. 321, an ihrer Innenfläche durch einen grossen Sack aus Segeltuch gedichtet, der mittelst Spreizen an die Pfahlflächen gedrückt wurde. Dieser Sack erwies sich auch bei einem Wasserdrucke von ca. 3^m noch beinahe vollkommen dicht. Eine Lücke in diesem Sacke bewirkte, dass während der Betonschüttung der Innen- und Aussenwasserstand gleiche Höhe hatten. Soweit der Sack mit dem Betonbette in Berührung kam, blieb seine Innenseite ungetheert. Nach dem Aufmauern der Pfeiler

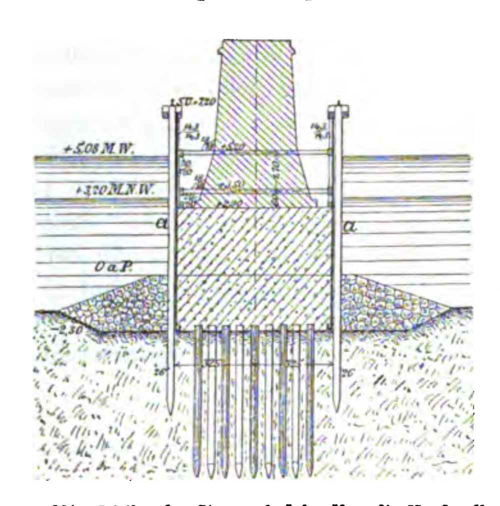


Fig. 321. Pfeiler der Strassenbrücke über die Norderelbe.

bis über dem Wasserstande wurde das Segeltuch beseitigt. Auf den Pfahlwänden lagen Eisenbahnschienen.

Viel umständlicher ist die Anwendung von Senkrüstungen, wie solche nach Fig. 322 und 323 beim Bau der II. Rheinbrücke bei **Coblenz** benutzt sind *(Zeitschr. für Bauwesen 1881, S. 94)*. Zum Versenken des Gerüstes waren 2 Prahme von je 150ᵗ Tragfähigkeit an beiden Enden durch Querbalken gekuppelt und durch einen

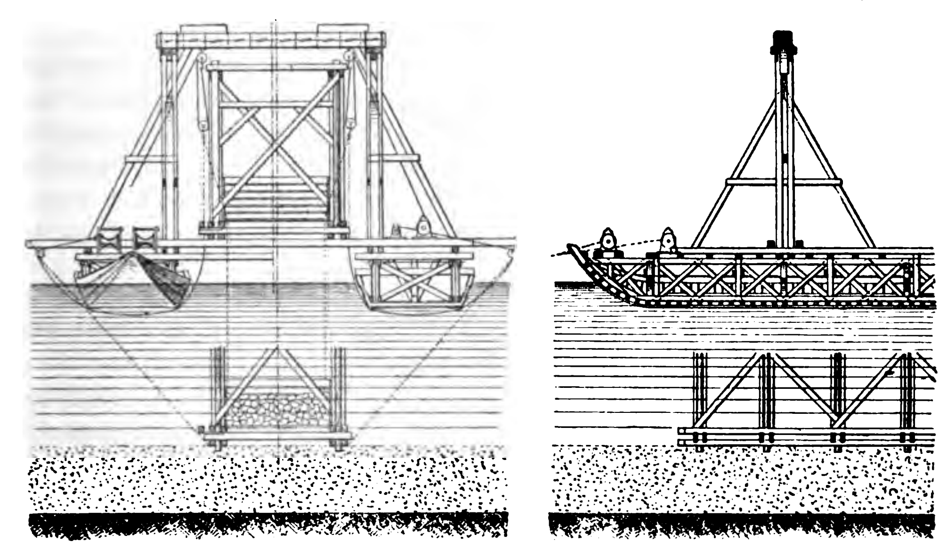


Fig. 322. Querschnitt. Fig. 323. Längenschnitt.

innern Ausbau entsprechend verstärkt. Jedes Schiff trug 2 Böcke von ca. 9ᵐ Höhe, die je aus 2 × 4 Säulen von 21/21ᶜᵐ Stärke hergestellt waren. Auf je 4 Säulen, welche durch Streben und Zangen versteift waren, lag ein verdübelter Balken, und das Senkgerüst hing mittelst Flaschenzügen an diesen Balken, wobei jeder Flaschenzug ca. 15ᵗ Tragfähigkeit hatte. Nachdem ein Dampfboot dieses gekuppelte Fahrzeug an den richtigen Ort geschleppt hatte und dasselbe verankert war, hob man das Senkgerüst mittelst der Flaschenzüge, beseitigte die untergelegten Hölzer, brachte das Gerüst zum Schwimmen und versenkte dasselbe sodann durch allmälige Steinbelastung bis auf den vorher geebneten Grund, welche Arbeit bei ca. 7ᵐ Wassertiefe und 2,5ᵐ Stromgeschwindigkeit ohne Unfall von Statten ging. Auf diese Weise senkte man für beide Langseiten der Baugrube die Gerüste, brachte dann einen Bohlenbelag darauf und stellte auf jedes Gerüst eine Dampframme zum Einschlagen der Pfahlwände an den beiden Pfeiler-Langseiten, wobei oben und unten an den Senkrüstungen Doppelzangen als Zwingen für die Pfähle befestigt waren.

Zur Herstellung der stromauf gelegenen Querwand wurde zunächst ein gewalzter Träger bis ca. 1ᵐ über Flusssohle versenkt, der sich mit seinen Enden gegen die bereits gerammten Pfahlwände stützte; in gleicher Weise war oben ein armirter hölzerner Träger angebracht. Vor diesen beiden Trägern sind dann die einzelnen Pfähle der Querwand mit einer Zugramme vom Prahm aus bis auf den Felsen eingeschlagen und durch Steinschüttung gesichert. So war nun die Strömung abgestellt und man konnte bequem an der Seite stromabwärts eine Querrüstung versenken, von der aus man die untere Querwand einrammen konnte. Diese Querrüstung ist auf einem Flosse aufgezimmert und dann wurden die einzelnen Stämme des Flosses durch ein Dampf-

boot unter der Rüstung weggezogen, worauf diese zum Schwimmen kam und darauf mittelst Steinbelastung versenkt wurde.

Der Umstand, dass hölzerne Pfahlwände im Seewasser oft in ganz kurzer Zeit durch das Nagen des Seewurmes zerstört werden, veranlasste die Engländer, seit 1822 gusseiserne Spundwände zur Anwendung zu bringen, obwohl Gusseisen im Seewasser auch mit der Zeit eine nachtheilige Aenderung seiner Structur erleidet. Solche gusseiserne Pfahlwände wurden von den Ingenieuren Mathews, Ewart, Hartley, Cubitt u. s. w. in verschiedener Form zur Ausführung gebracht. Für die 1855 eröffneten Victoria-Docks *(Zeitschr. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1859, S. 180)* wurden von Rendel und Bidder gusseiserne Wände nach Fig. 324 und 325 angewendet. Die Form Fig. 324 hatte im Querschnitte 46^{cm} grösste Breite und 25^{cm} Dicke, wobei die Wandstärke 5^{cm} betrug; dagegen hatte der Querschnitt in Fig. 325 eine Breite von 44^{cm}, eine Dicke von 15^{cm} und eine Wandstärke von 3^{cm}.

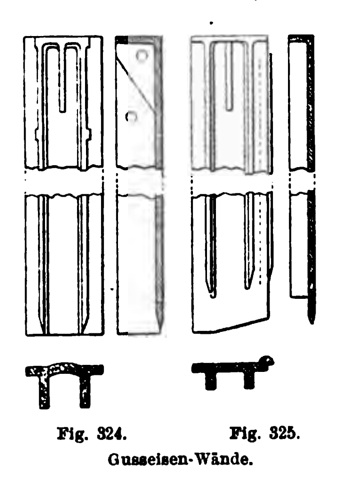


Fig. 324. Fig. 325.
Gusseisen-Wände.

Ingenieur Page verwendete 1852 bei der Chelsea-Kettenbrücke und 1854 bei der neuen Westminster-Brücke in London *(Zeitschr. für Bauwesen 1857, S. 221)* gusseiserne Spundpfähle mit dazwischen gerammten Platten. In neuerer Zeit sind aber derartige Constructionen nicht mehr angewendet. Dieselben sind auch weit schwieriger einzurammen als hölzerne und gerathen leicht aus der Richtung, weshalb es schwierig ist, eine einigermaassen dichte gusseiserne Wand zu rammen. Dagegen eignen sich alte Eisenbahnschienen in den Fällen recht gut zu Spundpfählen, wo im Boden grosse Steine, Baumstämme und dergleichen vorkommen und daher hölzerne Spundpfähle sich nicht einrammen lassen.

Spundwände aus verzinktem Eisen-Wellblech haben sich für manche Fälle gut bewährt; sie lassen sich leicht einrammen, haben grosse Widerstandsfähigkeit gegen einseitigen Druck und ausserdem nur sehr wenige Fugen, die sich leicht dichten lassen. Die einzelnen Blechtafeln lässt man nach Fig. 326 bis 328 mit Falzen in einander greifen und am Kopfende, wo sie den Schlag des Rammbären aufzunehmen haben, verstärkt man sie beiderseits durch Laschen. Bei Canalisationen in Berlin hat man die Falze der Blechtafeln nach Fig. 327 und 328 gebildet. Damit sich die Falze nicht mit Erde füllen, hat man an der einen Seite jeder Blechtafel die Falzlappen zusammengenietet, wogegen der eingreifende Falz der folgenden Tafel unten ausgeklinkt wurde. Durch diesen unteren Schluss des ersteren Falzes kann beim Einrammen keine Erde in denselben eindringen und daher kein Auseinanderpressen der Falzlappen beim Eintreiben der nächsten Tafel vorkommen. In Berlin waren die Wellblech-Spundwände $2,7^{m}$ und 4^{m} hoch und die Blechstärke betrug 1^{mm} bezw. $1\frac{1}{2}^{mm}$. Die Kosten solcher Spund-

Fig. 326. Wellblech-Wände.

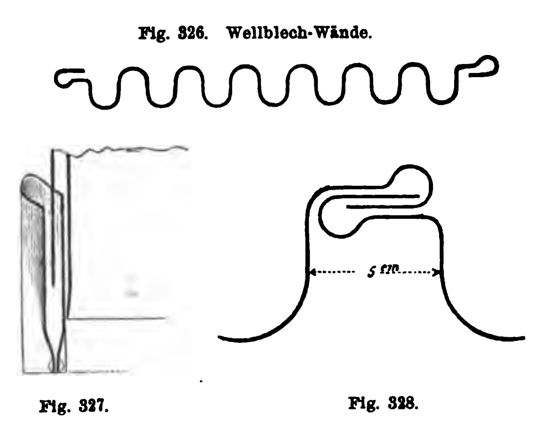
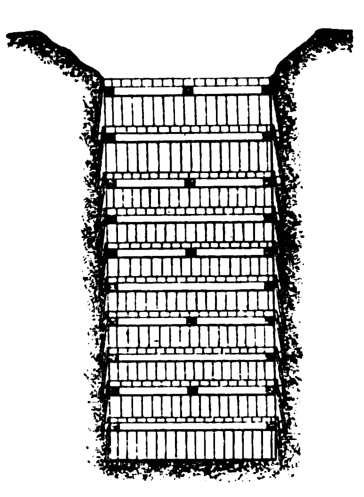


Fig. 327. Fig. 328.

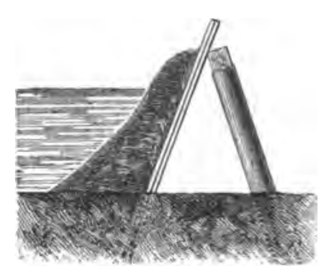
wände, die am Kopfe durch innere und äussere Laschen verstärkt waren, betrugen pro 1^{m} bei 2,7^{m} Höhe 20 ℳ. und bei 4^{m} Höhe 30 ℳ., wenn die Blechdicke 1^{mm} und die Wellenhöhe 50^{mm} betrug. Bei 60^{mm} Wellenhöhe und 1$^{1}/_{2}$^{mm} Blechstärke kostete 1^{m} Spundwand 42 ℳ.

Bei grossen Tiefen einer Baugrube, wie in Fig. 329, kann, statt der Spundwände, eine regelrechte Schachtzimmerung nothwendig werden, doch kommen solche Fälle nur selten vor. Gewöhnlich genügen hier horizontale Bretter hinter gegenseitig abgesteiften Hölzern, wie in Fig. 195 bis 198 dargestellt ist.


Fig. 329.

§ 17. Die Construction der Fangedämme.

Wenn Bauten in einem Flussbette oder am Meere ausgeführt werden sollen, muss man in manchen Fällen die Baugrube so dicht umschliessen, dass sie trockengelegt werden kann, was wegen des höheren Wasserdruckes durch einfache Spund- oder Bohlenwände nicht zu erreichen ist. Die wasserdichten Wände, welche man zu diesem Zwecke um die Baugrube aufführt und nach Beendigung des Baues wieder beseitigt, bestehen oft nur aus Dammschüttungen, die das Wasser abfangen und daher Fangedämme genannt werden. Indess genügt ein Erddamm ohne Holzwände nur für ganz geringe Wasserhöhen und ruhigem Wasser, während man für eine Wasserhöhe bis zu etwa 1,5^{m} eine Holzwand herstellt, gegen welche sich der Erddamm lehnt. Die Construction derartiger Fangedämme ist in Fig. 330 im Querschnitte dargestellt; hierbei werden in Abständen von etwa 1,5^{m} Schrägpfähle eingerammt, die man oben durch einen aufgezapften Holm oder durch angeschraubte Zangen verbindet. Gegen letztere lehnt sich eine Stülpwand aus 4 bis 5^{cm} starken Brettern, welche etwa 50 bis 60^{cm} tief in den Boden eingetrieben sind. Die Bretterwand wird dann zunächst durch eine Lage Mist, Heu oder durch belaubte Zweige etwas gedichtet und darauf wird eine Anschüttung von Erde darüber festgestampft.


Fig. 330.

Für Wasserhöhen über 1,5^{m} werden sog. Kastenfangedämme, die aus zwei senkrechten Holzwänden bestehen, deren Zwischenraum mit Erde ausgefüllt wird, hergestellt. Die Erdschüttung bewirkt vorzugsweise den wasserdichten Schluss; sie muss daher eine entsprechende Breite erhalten, um sie in Lagen dicht stampfen zu können. Eine grössere Breite des Fangedammes ist aber auch für dessen Stabilität erforderlich und zuweilen werden die Fangedämme zum Herbeischaffen der Materialien zur Baugrube benutzt, weshalb sie nicht zu schmal sein dürfen. Nach Eitelwein macht man die Breite der Fangedämme bei Wasserhöhen unter 2,2^{m} gleich der Höhe, bei grösseren Höhen gleich der halben Höhe + 1,25^{m}. Zur Ausfüllung dient am besten lehmige, möglichst trockene Erde, oder mit Sand gemischter Lehm, gut eingestampft. In neuerer Zeit hat man die Fangedämme auch oft weniger breit hergestellt, dieselben dann durch Streben abgesteift und die nöthige Dichtigkeit durch gutes Füllmaterial bewirkt. Die Krone des Fangedammes überragt den höchsten Wasserstand um etwa

30^{cm}; bei starkem Wellenschlag auch höher. Das Zusammenhalten der beiden Holzwände des Fangedammes erfolgt nach Fig. 331 bis 335. Die in $1{,}25^{m}$ bis $1{,}5^{m}$ Abstand voneinander eingerammten Pfähle können nach Fig. 331 durch einen aufgezapften Holm verbunden werden und die überschnittenen Querhölzer sind dann stets über 2 Pfählen angebracht. Mehr Festigkeit hat die in Fig. 332 dargestellte Verbindung, wobei die Holme mittelst Schraubenbolzen an die Aussenseite der Pfähle angeschraubt sind; hierbei lässt man wohl die Holme nach Fig. 333 auf Knaggen ruhen, welche an die Pfähle angeschraubt und angenagelt werden. Statt der Querzangen kann man nach Fig. 334 auch eiserne Anker anwenden. Zuweilen lässt man die Holme auch ganz weg und verbindet je 2 gegenüber stehende Pfähle durch angeschraubte Doppelzangen, wie dies Fig. 335 zeigt.

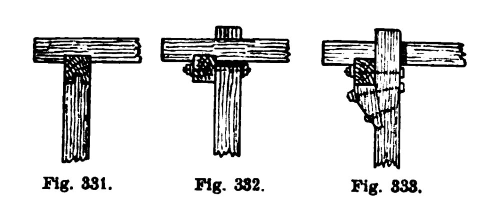


Fig. 331. Fig. 332. Fig. 333.

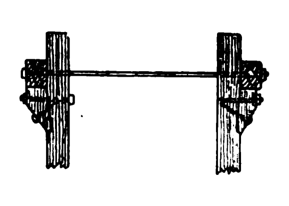


Fig. 334.

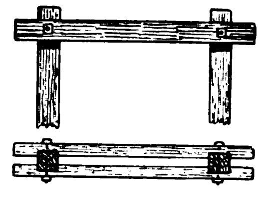


Fig. 335.

Der Querschnitt eines Fangedammes mit aufgezapften Holmen ist in Fig. 336 dargestellt, während Fig. 337 den Querschnitt und Fig. 338 den Grundriss eines Fangedammes ohne Holme zeigt, wobei die gegenüber stehenden Pfähle durch Doppelzangen mit einander verbunden sind, wie dies in Frankreich üblich ist.

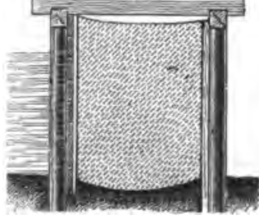


Fig. 336.

Vor dem Aufbringen der Querzangen auf die Holme müssen schon die ziemlich dichten Bohlenwände, gegen welche sich die Erdschüttung lehnt, an der Innenseite der Pfähle eingesetzt werden. Die Bohlen dieser Wände können horizontal oder vertical angeordnet werden. Fig. 339 zeigt eine solche Wand mit horizontalen Bohlen, bei *A* im Querschnitte, bei *B* in der Ansicht und bei *C* im Grundrisse. Durch aufgenagelte Leisten sind die Bohlen zu einer Tafel verbunden, damit man die ganzen Tafeln beim Einsetzen unter Wasser etwa $0{,}5^{m}$ in den Grund hinabstossen kann. Es ist zu diesem Zwecke empfehlenswerth, an der innern Seite der beiden Pfahlreihen eine etwas vertiefte Rinne mit möglichst ebener Sohle auszubaggern. Die Stösse der Holztafeln müssen immer möglichst auf die Mitte eines Pfahles treffen, an den sie sich sicher anlehnen können. Um die Stossfuge zwischen 2 Tafeln einigermassen zu dichten und ein Umkippen der Tafeln zu verhindern, rammt man oft über den Stoss eine Bohle. Die horizontalen Bohlen lehnen sich gegen die einzelnen Pfähle des Fangedammes und finden so Stützpunkte in geringen Abständen. Man kann die Bohlentafeln auch nach Fig. 340 *A* bis *C* aus vertical stehenden Bohlen bilden.

Fig. 337. Querschnitt.

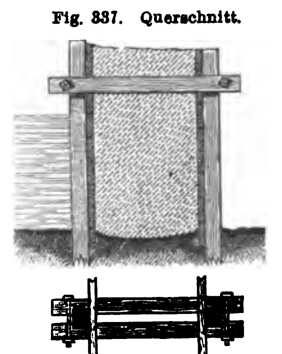


Fig. 338. Grundriss.

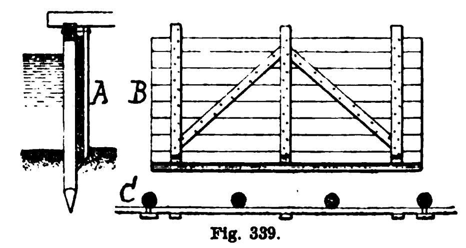


Fig. 339.

Bei grösserer Höhe und bei Stromangriff lassen sich solche Tafeln schwer aufstellen, weshalb man oft an ihrer Stelle Stülpwände benutzt, welche mit ihrem untern Ende ca. 50cm tief in den Boden eingetrieben werden, während sich das obere Ende

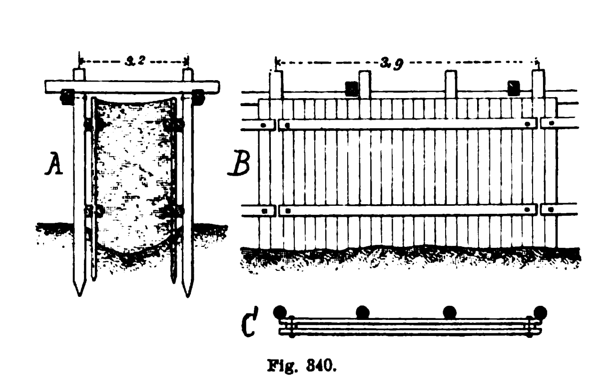


Fig. 340.

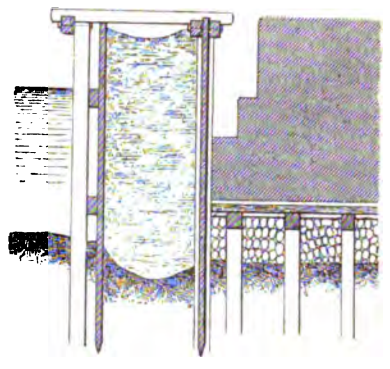


Fig. 341. Fangedamm vom Neisseviaduct bei Görlitz.

an den Holm anlehnt. Die erste Reihe der Bohlen erhält dann durch die dahinter stehende Reihe, wodurch die breiten Fugen verdeckt werden, noch eine erhebliche Verstärkung gegen Ausbauchen. Um übrigens das Ausbauchen bei höheren Wänden zu verhindern, werden besondere Riegel aus etwa 8cm starken Bohlen hinter die Pfahlreihen gelegt, wie in Fig. 341 an der Wasserseite.

Bei Wasserhöhen von mehr als 3,5m ist es schon zweckmässig, die Verkleidung der Fangedämme als Spundwände herzustellen, weil diese grosse Steifigkeit besitzen und weit geöffnete Fugen, welche sonst leicht bei tiefem Wasser vorkommen, bei den Spundwänden sicherer vermieden werden. Ausserdem kann man dieselben aber so weit wie nöthig in den Boden eintreiben, wodurch der Grund neben den Wänden comprimirt und etwaige Wasseradern gesperrt werden. Zwischen den fest im Boden steckenden Wänden lässt sich dann auch der Grund ausbaggern, der Fangedamm also sich bis unter das natürliche Bett hinabführen, was bei durchlässigem Grunde wesentlich zur Verminderung des Wasserandranges beiträgt.

Beim Bau der nördlich von der steuerfreien Niederlage zu Harburg gelegenen Kaimauer wurde der in Fig. 342 dargestellte Fangedamm ausgeführt. Derselbe bestand aus 2 Wänden, wovon die innere Wand, eine ca. 25cm starke Pfahlwand, zugleich als Spundwand für den Pfahlrost diente und später in der erforderlichen Tiefe abgeschnitten wurde, während die äussere Wand aus runden Pfählen in ca. 0,8m Abstand mit Holmen vor und einer 7,3cm starker Spundwand hinter derselben construirt war. Diese vordere Spundwand legte sich gegen 4 horizontale Riegel oder Leitgurten von $^{10}/_{20}$cm Stärke, welche sich wiederum gegen die vordere Pfahlreihe lehnten. Oben wurde der Fangedamm durch starke Längenhölzer mit durchgezogenen Schraubenbolzen zusammengehalten. Eine ähnliche Querverbindung am Fusse des Fangedammes

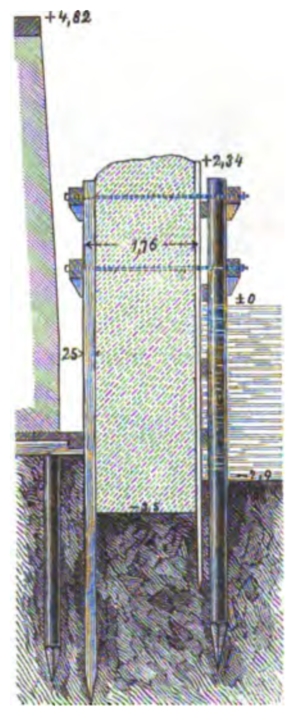


Fig. 342. Fangedamm vor einer Kaimauer.

wäre sehr erwünscht gewesen, weil gerade hier eine Verschiebung der innern Wand nach der Baugrube sehr leicht vorkommt; da sich aber ein solcher Querverband im tiefen Wasser nicht leicht anbringen lässt, so ist eine dichte entsprechend tief eingerammte Pfahlwand als innere Wand eines Fangedammes sehr zu empfehlen. Selbst diese muss dann noch meistens durch starke Streben abgesteift werden.

Fig. 343. Fangedamm vom Parlamentshause in London.

In dieser Weise wurde nach dem Querschnitte Fig. 343 beim Bau des Parlamentshauses zu London der Fangedamm so weit vor das Fundament in das Flussbett hinausgeschoben, dass zwischen beiden ein Raum von 7,6^{m} frei blieb *(The Civil-Engineer and Architect's Journal, I. Bd. S. 31).* Die Breite der Thonschüttung betrug nur 1,53^{m}, während sie eine Höhe von 6,4^{m} über dem natürlichen Bette hatte und sich noch 2,75^{m} darunter erstreckte, indem vor dem Beginne der Rammarbeit so tief ausgebaggert war. Zur Verstärkung des Fangedammes war derselbe zunächst auf beiden Seiten von einer Pfahlreihe umgeben, worin die Pfähle 1,83^{m} von Mitte zu Mitte entfernt waren, und diese Pfähle wurden durch 3 Reihen Schraubenbolzen mit dem eigentlichen Fangedamm verbunden. Auf der innern Seite lehnte sich an diese Pfähle eine Verstrebung, welche von einer 5. Pfahlreihe, die etwas schräg eingerammt war, getragen wurde; diese stand 6^{m} hinter dem Fangedamme.

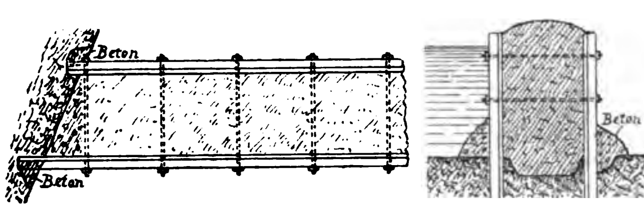


Fig. 344. Grundriss. **Fig. 345. Querschnitt.**

Fig. 344 zeigt den theilweisen Grundriss und Fig. 345 den Querschnitt von einem Fangedamme, dessen Spundwände in zweifacher Reihe übereinander von eisernen Ankerbolzen zusammengehalten werden. Die Dichtung an der Flusssohle ist hier noch durch Betonschüttung möglichst vollkommen gemacht. Beton wird bei stark quelligem Boden oft zu diesem Zwecke angewendet.

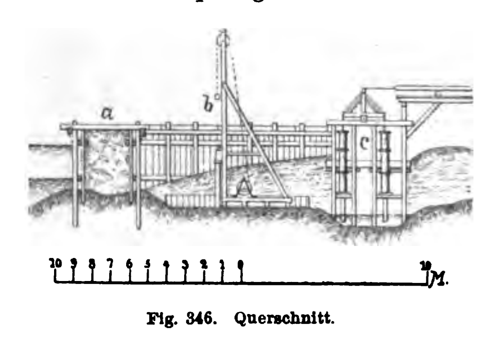


Fig. 346. Querschnitt.

Wenn ein Bauwerk unmittelbar am Wasser ausgeführt werden soll, so wird die Baugrube nur an der Wasserseite durch einen Fangedamm abgeschlossen; es ist dann zuweilen schwierig, den Anschluss des Fangedammes am Ufer wasserdicht zu machen. Jeder Fangedamm, der sich einem Ufer anschliesst, muss noch möglichst tief in dasselbe eingreifen und muss der Einschnitt von Wurzelwerk, Reisig, Holzstücken etc. sorgfältig befreit werden; ferner ist die Anschlussstelle, die stumpfwinklig zur Vorderseite steht oder von dieser durch eine stumpfwinklig gebrochene Ecke oder durch eine Curve mit möglichst grossem Radius über-

geführt ist, noch durch Anschüttung eines Erdkegels vor dem Eindringen des Wassers zu schützen.

Fig. 346 giebt den Querschnitt und Fig. 347 den Grundriss eines Fangedammes, der für einen Brückenpfeiler ausgeführt war. Der Fangedamm *a* schneidet ziemlich tief in die Ufer ein. Der Pfahlrost des Pfeilers ist mit einer Bohlenwand eingeschlossen und die Grundpfähle werden mit der Ramme *b* geschlagen. Bei *c* sind die Pumpen zum Ausschöpfen der Baugrube aufgestellt; darunter ist der Sumpf angelegt, wohin alles Wasser aus der Baugrube zusammen fliesst.

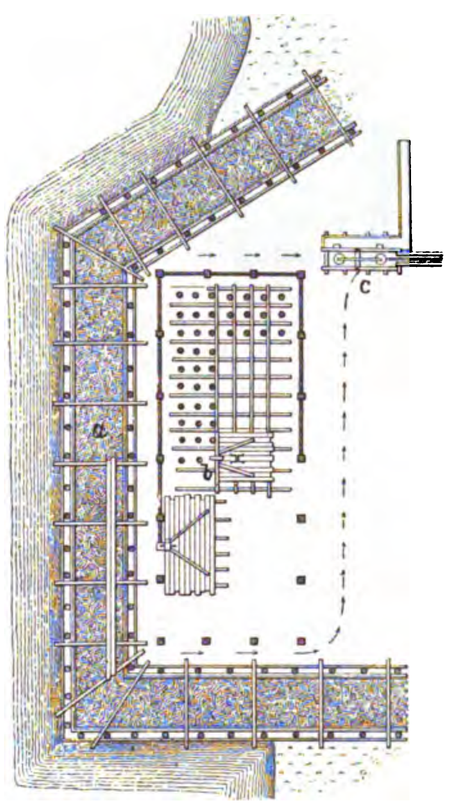


Fig. 347. Grundriss.

Muss man den Fangedamm an massive Kaimauern oder an felsige Ufer anschliessen, wo ein Einschneiden kostbar wird, so begnügt man sich meistens mit einem stumpfen Anschluss; in diesem Falle ist die Anschüttung eines mächtigen Erdkörpers fast der einzige Schutz gegen Durchdringen des Wassers an der Anschlussstelle. Hierbei empfiehlt sich dann, wie überhaupt in allen Fällen, wo es auf dichte Abdämmung des Wassers ankommt, die Anwendung von Mist oder Gerberlohe etc., welche Stoffe eine zusammenhängende compactere Masse bilden, als dies bei Erde allein der Fall ist.

Da ein Fangedamm am Fusse desselben den stärksten Druck auszuhalten hat, so theilt man hohe Fangedämme oft der Breite nach in 2 Theile, wie dies Fig. 348 zeigt. Man spart hierdurch nicht nur an Füllmaterial, sondern man erreicht auch den Vortheil, dass die Erde besser gestampft werden kann, und etwa im ersten Kasten gebildete undichte Stellen im zweiten Kasten noch unterbrochen werden können. Bei Herstellung dieser Fangedämme errichtet man zuerst den äussern höchsten Theil, dessen Breite man gleich $^1/_3$ bis $^1/_2$ der Wasserhöhe macht; dann schöpft man aus der so umschlossenen Baugrube das Wasser bis zur halben Höhe des äusseren Wasserstandes aus und bildet die dritte Wand. Die Zangen dieses innern Fangedammes werden an die Pfähle des äussern angebolzt, oder mit schwalbenschwanzförmigen Blättern und Schraubenbolzen daran befestigt. Obgleich solche Fangedämme weniger Füllmaterial erfordern, als die zuerst erwähnte Art, so geht diese Ersparniss doch durch die Kosten der dritten Wand grösstentheils wieder verloren; indess ist die dichtere Füllung der Kasten ein nicht zu unterschätzender Vortheil.

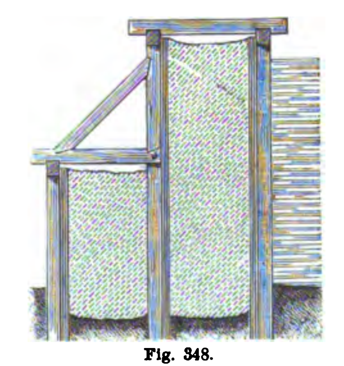

Fig. 348.

Fig. 349 zeigt den Querschnitt von einem derartigen Fangedamm mit 4 Pfahlwänden, der von Telford beim Bau der Katharinen-Docks in London angewendet

wurde *(Minutes of procid. of the Inst. of Civil-Engin. London. V. 51, S. 137).* In der Grundrissform der Fangedämme müssen scharfe Ecken möglichst vermieden werden, weil in diesen die Verbindung der Hölzer sich nicht hinreichend solide bewirken lässt. Soll eine oblonge Baugrube ringsum durch einen Fangedamm geschlossen werden, so bricht man die Ecken, giebt also dem Fangedamm und somit auch der Baugrube eine achteckige Grundrissform. Der engl. Ingenieur Hawkshaw erbaute für den Nordseehafen von Amsterdamm einen Fangedamm in kreisrunder Form.

Fig. 349.

Beim Bau des Kriegshafens an der Jade wurde zum Schutze der Baugruben ein 440^{m} langer Fangedamm nothwendig, welcher die Spitze der Hafeneinfahrt umschloss. Der Grundriss dieses Fangedammes *ff* ist in Fig. 350 dargestellt, derselbe ist an seinen Enden mit den Steindeichen in feste Verbindung gebracht *(Deutsche Bauzeitung 1869, S. 601, 620, 641 und 653).*

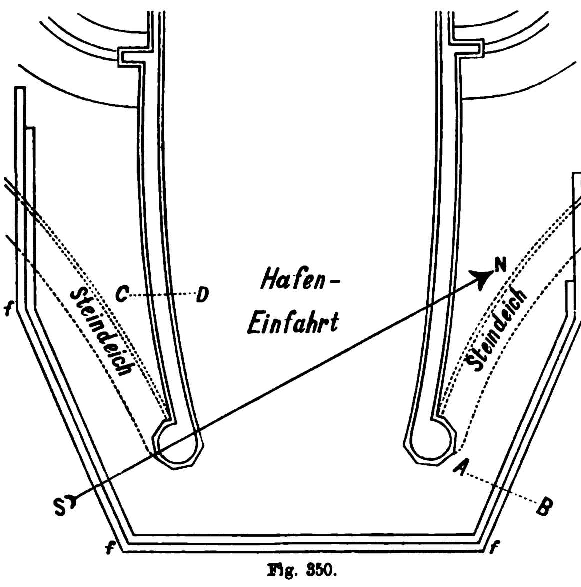


Fig. 350.

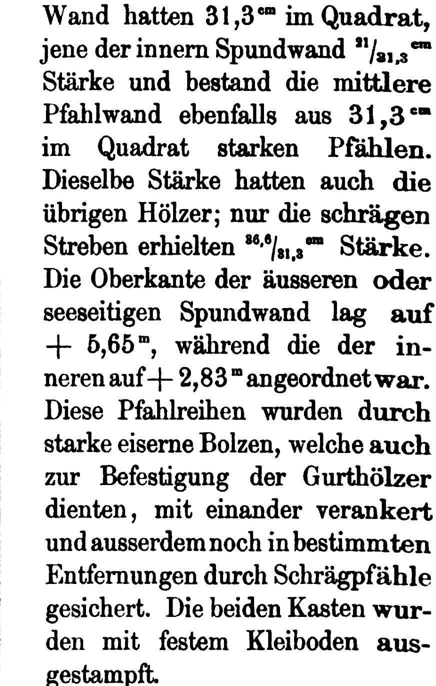


Fig. 351 giebt einen Querschnitt durch den Fangedamm nach der Linie *AB*; er bestand aus 2 parallelen, 5,65^{m} von einander entfernten Spundwänden, zwischen welchen noch eine Pfahlwand geschlagen war, so dass der äussere Kasten eine lichte Weite von 2,83^{m} hatte. Die Spundpfähle der äussern Wand hatten 31,3^{cm} im Quadrat, jene der innern Spundwand $^{31}/_{31,3}$^{cm} Stärke und bestand die mittlere Pfahlwand ebenfalls aus 31,3^{cm} im Quadrat starken Pfählen. Dieselbe Stärke hatten auch die übrigen Hölzer; nur die schrägen Streben erhielten $^{36,6}/_{31,3}$^{cm} Stärke. Die Oberkante der äusseren oder seeseitigen Spundwand lag auf + 5,65^{m}, während die der inneren auf + 2,83^{m} angeordnet war. Diese Pfahlreihen wurden durch starke eiserne Bolzen, welche auch zur Befestigung der Gurthölzer dienten, mit einander verankert und ausserdem noch in bestimmten Entfernungen durch Schrägpfähle gesichert. Die beiden Kasten wurden mit festem Kleiboden ausgestampft.

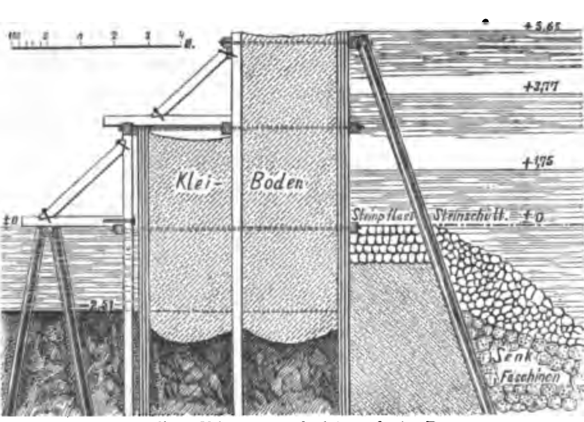


Fig. 351. Querschnitt nach A—B.

Auf der nördlichen, sowie auch auf der südlichen Seite war eine 1,25ᵐ weite und ebenso hohe, durch eine hölzerne Schütze verschliessbare Oeffnung im Fangedamm angebracht, um einestheils die Baugrube vom Wasser zu entleeren, anderntheils aber auch den einseitigen Wasserdruck aufzuheben und zu vermitteln. Um die Rammarbeiten am sichersten ausführen zu können, wurde zuerst eine Rüstung aus einzelnen Jochen hergestellt und die Rüstpfähle von zusammengekuppelten Prahmen aus mittelst Ausleger-Rammen geschlagen; diese Jochpfähle wurden durch Holme und Zangen verbunden, worauf man das Ganze mit 5ᶜᵐ starken kiefernen Bohlen bedeckte. Von dieser festen Rüstung aus wurden demnächst die vielen Pfähle des riesigen Bauwerks mittelst Kunstrammen eingetrieben. Der Bau des Fangedammes wurde im August 1858 begonnen und in Folge von Stürmen, Hochwasser und Strömung hatte man mit grossen Schwierigkeiten zu kämpfen. Auch hier, wie schon an vielen andern Stellen, wurde die Erfahrung gemacht, dass je weiter das Bauwerk vorrückte, ein um so tieferes Ausspülen des Bodens vor den Wänden in Folge der vermehrten Geschwindigkeit der Strömung stattfand; jedoch erstreckte sich diese Auskolkung nie tiefer, als bis auf — 5,65ᵐ, woselbst sich ein ausserordentlich fester Sand vorfand.

Trotz aller Hindernisse wurde der Fangedamm in einem Jahre hergestellt; derselbe brach aber im Herbst 1859 während einer Sturmfluth an der vorderen Seite durch. Bei der Wiederherstellung an der Bruchstelle wurde zunächst an der Innenseite eine neue Pfahlwand geschlagen und mit dem stehengebliebenen Theil verankert, im nächsten Frühjahr aber das Ganze noch mehr befestigt, indem man namentlich grosse Schrägpfähle von 19ᵐ Länge einrammte. Ausserdem wurde der Fuss seeseitig nach Fig. 351 noch durch Senkfaschinen und Steinwurf gesichert. Auf diese Weise verstärkt, hat der Fangedamm in den 10 Jahren seines Bestehens den Sturmfluthen, sowie dem Treibeise getrotzt und sind später nur unbedeutende Reparaturen erforderlich gewesen.

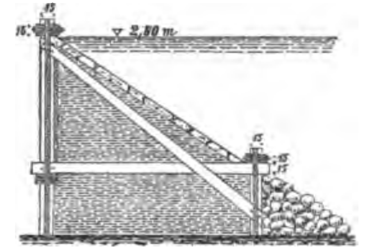


Fig. 352.

Fig. 352 zeigt den Querschnitt eines Fangedammes, der in Cherbourg provisorisch zur Ausführung gelangte. Die Kaimauern dieses Hafens waren auf Pfahlrost mit Schwellen und Zangen fundirt, und zwar waren die Pfähle so abgeschnitten worden, dass das Mauerwerk nur wenig unter das niedrigste Niedrigwasser reicht. Bald zeigten sich die Hölzer dieses Pfahlrostes durch den kleinen asselartigen Krebs, Limnoria terebrans, so stark angegriffen, dass Gefahr für die Bauwerke entstand. Die Limnoria sind etwa 2,5ᵐᵐ lang und bilden sich ihre Höhlen und Gänge zwischen den Jahresringen der Hölzer, indem sie das weichere Holz daselbst zerstören; die folgenden Generationen dringen immer tiefer in das Holz ein, und die stehengebliebenen härteren Holzringe werden bald vom Wasser zerstört, so dass Hölzer von 20ᶜᵐ im Quadrat in wenigen Jahren vernichtet werden. Es fanden sich Pfähle des Rostes auf 1ᵐ lang vollständig abgefressen. Dieser Krebs kann überall da leben, wo der Bohrwurm (Toredo navalis) auftritt und braucht zu seinem Unterhalt nur Seewasser und Holz; er ist noch gefährlicher als der Bohrwurm, da er auch in schlammigem und stehendem Wasser gedeihen kann; er zerstört sogar Hölzer, die unter einem starken Erdanwurfe liegen. In Cherbourg musste man den Pfahlrost, soweit er von der Limnoria angegriffen wird, beseitigen und die Kaimauern mit einem massiven Fundament unterfahren, was eine sehr schwierige Arbeit war.

Hierzu wurde der in Fig. 352 dargestellte Fangedamm errichtet, um Raum zu gewinnen für die Maschinen, welche zum Trockenhalten der Baugruben und zu andern Zwecken aufgestellt werden mussten, bis der eigentliche Fangedamm fertiggestellt war. Für diese Maschinen wurde eine Fläche von 400^{qm} erforderlich, und der Fangedamm musste 75^m lang gemacht werden; er hatte 3^m Wasserdruck zu widerstehen. Nach Fig. 352 ist zwischen einer höheren landseitigen und einer niedrigen seeseitigen Spundwand eine Schüttung von Thon mit Heu untermischt ausgeführt. Die schräge seeseitige Böschung dieser Schüttung ist durch eine Lage Heu und darüber durch ein Pflaster von plattenförmigen Bruchsteinen geschützt. Statt der Heuunterlage verwendet man in Holland häufig Lagen von grünem Rohr mit seinen Blättern, um gepflasterte Flächen, sei es Sielsturzbetten oder Böschungen gegen Auswaschungen unter dem Pflaster zu sichern. Den seeseitigen Fuss des Fangedammes sichert eine Steinschüttung. Diese Construction des Fangedammes ist recht zweckmässig, da der Wasserdruck den Damm viel weniger auf Umkippen beansprucht, als bei den Kastendämmen. Er hat 2 Monate hindurch Dienste leisten müssen und dabei vollkommen dicht gehalten; er kostete 5231 Frcs., also pro 1^m Länge ca. 70 Frcs.

Zäher Thon (**clay**) wird meistens als bestes Füllmaterial für Fangedämme angesehen und wenn dieses Material in dünnen Schichten eingebracht und gestampft werden kann, so lässt sich auch die Wasserdichtigkeit damit am sichersten herstellen. Bei Fangedämmen aber, wo man den Thon klumpenweise ins Wasser werfen muss und erst stampfen kann, wenn die Schüttung bereits aus dem Wasser hervorragt, können sich in den untern Lagen leicht bedeutende Höhlungen gebildet haben. Diese lassen sich dann kaum noch ausfüllen und werden erst bemerkt, wenn beim Wasserschöpfen starke Quellen durch den Fangedamm hindurchdringen. Haben sich aber einmal Wasseradern in der Thonschüttung gebildet, so werden die aufgeweichten Thontheilchen von der Strömung mit fortgerissen und durch die Fugen der Spundwand hindurch gespült. In solcher Art erweitern sich dann die Wasseradern immer mehr, da die Zähigkeit des Thons ein Nachstürzen der obern Lagen verhindert. Perronet hielt aus diesem Grunde den fetten Thon zum Füllen der Fangedämme nicht für geeignet, während er gewöhnliche Ackererde zu diesem Zwecke sehr brauchbar fand. Verwendet man Sand zum Füllen der Fangedämme, dann kann der oben erwähnte Uebelstand nicht eintreten, man ist also gegen starke Quellen gesichert, wenn sich auch ein Durchsickern bei dieser Füllung nicht ganz vermeiden lässt. Ist die innere Holzwand so dicht, dass der Sand nicht hindurchdringen kann, so lagern sich die Sandkörnchen durch den eintretenden Wasserdruck um so fester gegen die Wand und vermehren hierdurch die Dichtigkeit des Fangedammes.

Als beste Füllung ist trockne lehmige Erde oder mit Sand gemischter Lehm zu bezeichnen. Häufig verwendet man das Füllmaterial so, dass an den Bohlenwänden Lehm und dazwischen Sand geschüttet wird, was gewiss zu empfehlen ist, da der Sand leicht nachsinkt und etwa im Lehm entstandene Wasseradern wieder schliesst. Um einen undichten Fangedamm zu dichten, muss man entweder den Leck auf der äussern Seite oder im Innern des Dammes zu verstopfen suchen. Auf der äussern Seite gelingt zuweilen eine Dichtung, wenn man Mist und Stroh vermengt davor schüttet, welches Gemenge sich in die Oeffnungen hineinzieht und dieselben sperrt. Auch die Seite 169 erwähnte wasserdichte Leinwand vor die Oeffnung der Vorderwand gebracht, bewirkt oft eine genügende Dichtung. Ebenso kann man in manchen Fällen dadurch eine Dichtung bewirken, dass man feinen Sand an der Stelle ins Wasser schüttet, wo man die Wasseradern im Damme vermuthet; die einzelnen im

Wasser schwebenden Sandkörnchen werden durch die Strömung zum Theil in den Fangedamm hineingezogen, wo sie zurückhaltende Hindernisse finden können, um sich nach und nach aneinander zu lagern, bis endlich die Wasserader gesperrt ist. Diese Mittel sind indess nicht immer wirksam und in den meisten Fällen muss man undichte Stellen im Fangedamm dadurch stopfen, dass man die entstandenen Höhlungen im Innern des Dammes durch Nachrammen der Füllung beseitigt. Ist auch dies ohne Erfolg, dann bleibt nichts übrig, als die Füllung so tief aufzugraben, wie es der Wasserstand erlaubt und dann wieder die Stampfe anzuwenden, oder die Füllung an der schadhaften Stelle ganz auszubaggern und vollständig zu erneuern. Dann muss man aber die Baugrube voll Wasser laufen lassen, denn wenn die Strömung auch während des Füllens durch den Damm ginge, so würde die dichte Herstellung desselben um so weniger erfolgen können. Nachträgliche Dichtungen eines Fangedammes sind immer mit Schwierigkeiten und grösseren Kosten verknüpft, weshalb es sehr zu empfehlen ist, diese Bauwerke von Anfang an mit der nöthigen Sorgfalt auszuführen.

Die Kosten der Fangedämme sind nach den örtlichen Preisen der Materialien, den Kosten für Rammen etc. und den Arbeitslöhnen zu veranschlagen. Bei der 1872—75 erbauten Elbbrücke bei Pirna *(Zeitschr. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1878, S. 32)* haben die Fangedämme von ca. 4^{m} Höhe und $2{,}2^{m}$ Stärke bei 3^{m} Wasserdruck pro lfd.^{m} des mittleren Umfanges 228,5 *M.* gekostet. Sie bestanden aus 2 Pfahlreihen mit $1{,}1^{m}$ von einander abstehenden Pfählen, die durchschnittlich 2^{m} tief eingerammt, verholmt, an der innern Seite mit einer 14^{cm} starken Spundwand, an der äussern Seite mit einer Wand aus $9{,}5^{cm}$ starken, stumpf an einander geschlagenen Bohlen versehen waren. Von den Kosten entfielen 23 *M.* auf 1 Nutpfahl in den Ecken, 19 *M.* auf 1 Rundpfahl, 18 *M.* auf 1 Spundpfahl, 10,5 *M.* auf 1 Bohle, 22 *M.* auf Verholmen, Zangen, Riegel, Verbolzen und Verankern pro lfd.^{m}, und 3 *M.* auf 1^{cbm} Lehmschüttung. Die Kosten des Abbruches der Fangedämme nach der Bauausführung betrugen pro lfd.^{m} 16 *M.*

Besteht der Baugrund bis zu einer grossen Tiefe aus weichem Schlamm, so wird die Herstellung eines Fangedammes sehr schwierig, weil die Pfähle keinen erheblichen Seitendruck aushalten können, sondern der ganze Damm durch den Wasserdruck in die Baugrube hinein gedrängt wird. In solchen Fällen wählt man meistens eine Fundirungsart, bei welcher die Anwendung eines Fangedammes sich umgehen lässt.

Im Brückenbau ist die Einschliessung der Baugruben durch Fangedämme jetzt fast vollständig aufgegeben, denn anstatt Roste auf die Grundpfähle zu legen, wird allgemein eine Betonsohle unmittelbar zwischen und auf die Grundpfähle geschüttet, wobei die Einschliessung der Baugrube durch eine einfache Pfahlwand, oder durch diese und einen leichten Schutzdamm aus Beton oder undurchlässigem Erdmaterial auf der breiter angelegten Betonsohle angewendet. Hierdurch ist das Wasserschöpfen in der Regel auf das einmalige Entleeren der in der Sohle und den Wänden wasserdichten Fundamentgrube vermindert, worüber bei der Fundirung auf Betonschüttung ausführlicher gesprochen ist.

Bei der Seite 175 erwähnten II. Coblenzer Rheinbrücke war eine Pfahlwand an versenkte Gerüste geschlagen und um die Pfeiler nach Fig. 353 noch 2 schwache Wände angebracht. Der Zwischenraum zwischen diesen Wänden ist mit Beton, jener zwischen der Pfahlwand und der benachbarten inneren Wand aber mit Thon ausgefüllt und dabei der Thon dicht gestampft.

Beim Abbruche der Fangedämme dürfen tief eingerammte Pfähle desselben **nicht** ausgezogen werden, denn die Pfahllöcher könnten zu Senkungen der Fundamente

Anlass geben; man schneidet solche Pfähle lieber dicht über dem Grunde ab. Statt der Fangedämme hat man auch unten offene vollständige Umschliessungen der Baugrube aus Holz oder Eisen am Lande hergestellt und dieselben dann um die Baugrube versenkt und am Grunde gedichtet. Der in Fig. 354 bis 356 dargestellte Kasten

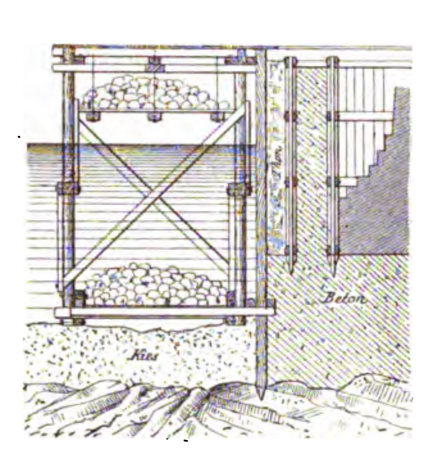


Fig. 353. Beton-Fangedamm.

Fig. 354. Holzkasten.

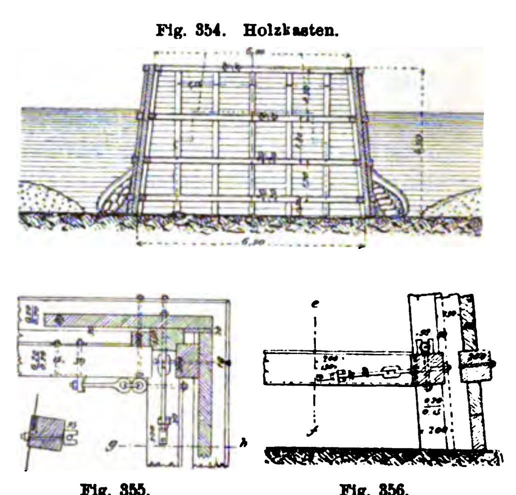


Fig. 355. Fig. 356.

ist aus Holz gezimmert und wurde beim Bau der gewölbten Eisenbahnbrücke über die Dordogne bei Beygnac angewendet *(Annales des ponts et Chaussées 1881)*. Damit der Kasten von der Strömung etwas gegen den Grund gedrückt wird, ist er nach oben wenig verjüngt gestaltet. Der Baugrund bestand aus Kalkfelsen, auf dem eine dünne Kiesschicht lagerte, die aber sorgfältig beseitigt wurde. Den auf einer schiefen Ebene am Ufer fertig gezimmerten und gedichteten Kasten liess man ins Wasser gleiten und schleppte ihn zwischen 2 Fahrzeugen zur Stelle, wo man etwas stromaufwärts einen provisorischen Strombrecher errichtet hatte, damit man den Kasten im ruhigen Wasser versenken konnte, was durch Belastung mit Eisenbahnschienen geschah. So weit wie möglich waren die Kastenwände der Gestalt des Grundes angepasst; die grösseren Oeffnungen, welche nach der Versenkung noch am untern Rande vorkamen, wurden vom Taucher durch Brettstücke und Keile geschlossen, sodann wurde aussen Thon herumgepackt und hierüber Segeltuch an den Kasten genagelt, auf die man mit Thon gefüllte Säcke legte. Darauf erfolgte ein langsames Auspumpen des Kastens, wobei die noch auftretenden Quellen an der Aussenseite durch Taucher verstopft wurden. In dem leergepumpten Kasten setzte man nun das Pfeilermauerwerk unmittelbar auf den Felsen.

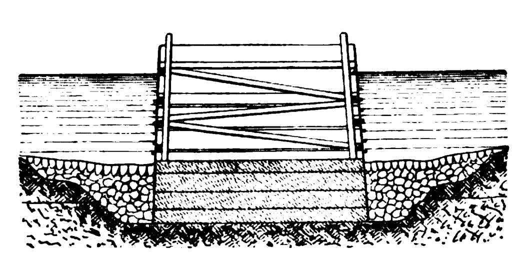


Fig. 357. Blechkasten.

Pluyette verwendete beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Marne bei Nogent einen Blechkasten nach Fig. 357, der aus 2 Theilen bestand, welche durch Schraubenbolzen miteinander verbunden waren. Die Höhe des untern Theiles war etwas grösser genommen als die Höhe der Betonschüttung und das auf die Betonsohle gesetzte Mauerwerk trat gegen den Eisenmantel ziemlich weit zurück, so dass man im Kasten die Verbindungsschrauben der beiden Manteltheile lösen und den obern

Theil nach Vollendung des Pfeilers wegnehmen konnte. Als der Mantel auf den Grund gesetzt war, haben Taucher denselben von aussen gedichtet und dann wurde er durch Steinschüttung gegen Unterspülung gesichert. Bevor der Kasten ausgeschöpft werden konnte, musste er durch innere Holzverstrebungen gegen den äussern Wasserdruck ausgesteift werden. Anstatt des etwa 5^{mm} starken glatten Bleches hätte man zweckmässiger verzinktes Wellblech von geringerer Stärke verwenden können, was sich durch aufgenietete Winkel- oder andere Façoneisen leicht hinreichend verstärken lässt.

Solche Kasten aus Holz oder Eisen sind vielfach bei Brückenfundirungen mit gutem Erfolge verwendet worden *(siehe: Zeitschr. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1869, S. 215. — Zeitschr. für Bauwesen 1857, S. 431 u. 1865. — Engineering 1875, S. 394).*

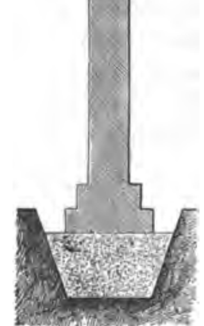
Fünfter Abschnitt.

Ausführung der Fundirungen.

§ 18. Fundirungen auf Sandschüttung.

Seitdem man die Erfahrung gemacht hat, dass eine **Sandschüttung** von hinreichender Mächtigkeit, den auf dieselbe ausgeübten senkrechten Druck auf ihre ganze Grundfläche **vertheilt**, hat man bei sumpfigem Baugrunde namentlich in Frankreich vielfach Sandschüttungen zu Fundirungen angewendet; die Sandschüttung muss aber vor unmittelbarer Berührung mit strömendem Wasser sorgfältig geschützt werden.

Eine nach Fig. 358 ausgeführte Sandschüttung bildet eine feste Sohle der Baugrube, worauf die Fundamentmauer ausgeführt werden kann, ohne besorgen zu müssen, dass die einzelnen Steine ungleichmässig einsinken. Ist der Boden an einzelnen Stellen besonders weich oder die Belastung sehr gross, so wird der Druck von der Sandschüttung im Verhältniss der Tragfähigkeit des Untergrundes vertheilt und dadurch innerhalb gewisser Grenzen ein theilweises Einsinken verhindert. Neben der Billigkeit und grossen Dauer gewährt die Sandschüttung noch den Vortheil, dass sie sich geschlossen ablagert und alle Unebenheiten des Untergrundes genau ausfüllt, auch kann man eine nur wenig feuchte Sandschüttung durch Stampfen sehr fest ablagern. Am besten wird die Sandschüttung aber comprimirt, wenn man so reichlich Wasser darauf giesst, dass es den Sand durchrieselt und dabei unten abfliessen kann, wodurch die Sandkörnchen sich fest aneinander lagern; kann indess das mit dem Sande vermischte Wasser nicht abziehen, so trägt dasselbe auch nichts zur Compression der Sandmasse bei, sondern es füllt dann nur die Räume zwischen den Sandkörnchen aus.


Fig. 358.

Beim Bau des **Canales St. Martin** zu **Paris** im Jahre 1823 stellte man die Kaimauern auf den in geringer Tiefe liegenden Kalkstein; wo man aber den Fels nicht erreichen konnte, war man gezwungen, die Mauern auf den aufgeschütteten und oft

sehr ungleichmässigen Boden zu stellen, wobei man die Sohle des Fundamentgrabens möglichst feststampfte und darüber eine 1^{m} hohe Sandschüttung aufbrachte, worauf man dann die Mauer unmittelbar aufführte. In gleicher Weise stellte man im Jahre 1830 die Säulen der Vorhalle des Wachtgebäudes zu **Bayonne** auf Sandschüttungen und im nächsten Jahre wurde diese Fundirungsart daselbst bei sehr weichem Boden wiederholt *(Förster's Bauzeitung 1837, S. 377).* Im letzteren Falle zeigte sich ein starkes und ungleichmässiges Setzen, was davon herrührte, dass der weiche Untergrund nicht gleiche Mächtigkeit hatte, indem an einer Seite die Sandschüttung fast den gewachsenen Boden berührte, während auf der andern Seite die aufgeschwemmte weiche Bodenschicht unter der Sandschüttung mehr als 1½^{m} Mächtigkeit besass. Ein Canalwärterhaus im sumpfigen Thale der Beuvronne, wo der Boden aus Torf bestand, wurde auf eine 2^{m} hohe Sandschüttung fundirt, ohne dass nach Vollendung des Baues eine Spur von ungleichmässiger Senkung zu bemerken gewesen wäre.

Das Terrain des jetzigen im Jahre 1845 erbauten Bahnhofes der Berlin-Hamburger Eisenbahn zu **Berlin** war früher theils Sumpf, theils sandiges Hügelland. Das Wiesenterrain unter der Personenhalle war auf 8,8^{m} bis 12,5^{m} Tiefe Morast und Torfuntergrund *(Erbam's Zeitschrift für Bauwesen 1856, S. 487).* Baurath Neuhaus liess das Wiesenterrain, soweit sich die Grenzen des Empfangsgebäudes nebst der Halle erstrecken, bis auf den festen Untergrund ausheben und nunmehr mit Sand, der in dünnen Lagen eingeschüttet und durch Aufgiessen von Wasser festgeschlämmt wurde, die Baugrube wiederum füllen. Sobald der gewachsene Sandboden in der Baugrube zum Vorschein kam, war ein sehr starker Wasserzudrang zu bewältigen und wurde die Baugrube durch Pumpen wasserfrei gehalten, welche von einer Locomotive betrieben wurden, während man Tag und Nacht mit wechselnden Colonnen arbeitete. Mehrmals traten dadurch Unterbrechungen ein, dass der neugegrabene Canal die nicht sehr bedeutende Erdwand, welche ihn von der Baugrube trennte, durchbrach und aus letzterer ein weites und tiefes Bassin bildete. Die Schliessung des Durchbruchs und demnächstige Trockenlegung der Baugrube erforderte jedesmal eine geraume Zeit. Da nun gerade in demjenigen Theile der Baugrube, welcher dem Canale zunächst lag, der Torf 12,5^{m} Tiefe hatte, die Gefahr neuer Durchbrüche also grösser wurde, so entschloss man sich, den Torf an diesen Stellen nicht auszuheben, sondern die Gebäudetheile, welche über denselben aufgeführt werden sollten, auf **Senkbrunnen** zu stellen, die bis in die gewachsenen Schichten durchgearbeitet wurden. Unter allen übrigen Gebäudetheilen ward ein liegender Rost gezimmert, bevor mit der Mauerung der Fundamente begonnen wurde. Das grosse und schwere Gebäude hat sich in vollkommen gutem Zustande erhalten und lässt im Aeussern keinerlei Spuren dieser Ungleichartigkeit der Fundirung erkennen. Der liegende Rost auf der Sandschüttung hätte aber sicher ohne Nachtheil für das Gebäude weggelassen werden können.

Wellenkamp berichtet über die Fundirung des massiven Gefangenhauses zu **Rehburg** *(Notiz-Blatt des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover 1851—52, S. 26).* Der Boden bestand bis auf 2,04^{m} Tiefe aus torfähnlichem, elastischen Erdreich, darunter lagerte Sand mit grossen vermoderten Fichtenstämmen und Baumwurzeln vermischt. Die Mächtigkeit des Sandlagers wurde wegen zu starken Wasserandranges nicht ermittelt. Das 2stöckige Gefangenhaus hatte excl. der Plinthmauern 6,43^{m} Höhe und 0,44^{m} starke Mauern; ausserdem war es mit Solinger Sandsteinplatten gedeckt, welche Bedachung ungefähr doppelt so schwer sein mag, als die aus gewöhnlichen Dachpfannen. Die Baugrube wurde bis auf 1,75^{m} Tiefe ausgehoben und erhielt eine Ausdehnung, welche sich nach allen Seiten hin noch 1,46^{m} weiter erstreckte, als die

Grundfläche des Gebäudes betrug. Schon bei 1,17 m Tiefe wurde das fernere Ausgraben durch Wasserandrang erschwert; als man indess 1,75 m Tiefe erreicht hatte, hielt man diese Tiefe für hinlänglich, da ohne kostspielige Anordnungen kaum möglich gewesen wäre, den starken Wasserandrang zu hemmen. Das Quellwasser stieg nach und nach bis zu 0,3 m Höhe von der Oberkante des Terrains. Darauf verfüllte man die Grube mit Sand; es wurde hierzu durchaus reiner, scharfkörniger Sand von der Qualität genommen, die man allgemein zur Mörtelbereitung als die geeignetste ansieht. Dieser Sand wurde in ausbreitenden Würfen in die Grube geschaufelt, wodurch ein Theil des Wassers daraus verdrängt wurde, indem das Wasser nur die Zwischenräume zwischen den Sandkörnern ausfüllte, denn es zeigte sich, dass so viel Kubikmeter loser Sand in die Baugrube geschaufelt wurden, so gross war auch der zu verfüllende Raum.

Nachdem die Baugrube mit Sand gefüllt und ein Zeitraum von 6 Tagen verflossen war, wurde mit dem Mauern der Anfang gemacht und dafür gesorgt, dass die Mauern so viel wie möglich in gleicher Höhe aufgeführt wurden, um den Grund nicht ungleichmässig zu belasten. Als dann die Fundament- und Plinthmauern aus rauhen Sandbruchsteinen gemauert waren, liess man den Bau 4 Tage lang ruhen. Hierauf wurden die Ziegelmauern in 0,584 m Stärke bis zur Fenstersturzhöhe aufgeführt; alsdann blieb der ganze Bau 14 Tage lang liegen. Nach dieser Zeit wurde das Gebäude ohne weiteren Aufenthalt bis unter Dach aufgeführt. Rings um das Gebäude herum waren in etwa 15 cm Höhe von der Plinthe mehrere übereinander liegende Schichten Ziegeln ausgefugt, um die geringste Veränderung wahrnehmen zu können, welche sich etwa in dem Mauerwerke, durch die Sandschüttung veranlasst, äussern könnte.

Beim Eingraben eines Rüstbaumes in 1,4 m Entfernung von der Umfassungsmauer zeigte sich, naehdem der Sand behufs Bildung eines Einsatzloches für den Rüstbaum auf ungefähr 60 cm Tiefe ausgehoben war, dass er aufs Neue sich ersetzte und so bei weiterem Ausgraben immer in gleicher Quantität wieder anwuchs. Der Sand wurde vermöge der Verschiebbarkeit seiner Körner, durch den Druck der Mauern gezwungen, sich wieder ins Niveau zu setzen. Obgleich man nun der Meinung war, dass durch die Entnahme dieser nur etwa 200 Liter betragenden Sandfüllung keine Rückwirkung auf das Mauerwerk sich äussern werde, so bemerkte man doch einen kleinen Riss an der betreffenden Stelle, welcher bis auf 60 cm von der Oberfläche des ringsum planirten Terrains in das Mauerwerk der zunächst liegenden Fensternische einsprang; er hat sich nach Verlauf eines Winterhalbjahres, in welcher Zeit auch die Einwirkungen von Frost sich zeigen konnten, bis zur Höhe der Fenstersohlbank etwa $1\frac{1}{2}$ m hoch fortgesetzt und ist darauf bei einer Weite von $1\frac{1}{2}$ mm gänzlich zum Stillstande gekommen. Im übrigen Theil des Gebäudes war nicht die leiseste Spur eines Risses zu bemerken. Als das Gebäude vollendet war, hat sich ergeben, dass es den Sandboden um 12 mm zusammengedrückt hat. Diese Compression der Sandlage ist durchaus gleichmässig horizontal gewesen, so dass die mit den genauesten Instrumenten vorgenommenen Abwägungen stets dasselbe Resultat gezeigt haben.

Da es bei einer unter Umständen nur in geringer Stärke zu erreichenden Sandschüttung nothwendig ist, das Gebäude unmittelbar auf dieselbe im Niveau des umgebenden Erdreichs zu setzen, um die Mächtigkeit der Sandlage nicht durch Fundamentgräben zu schwächen, so muss das Gebäude ringsum mit einem rampenartigen Erdaufwurfe versehen werden, damit für die Fundamentsohle wenigstens diejenige Tiefe im Boden erreicht werde, welche erfahrungsmässig hinreichend ist, um die nachtheiligen Einwirkungen des Frostes abzuhalten; Kellerräume sind dann oberhalb des eigentlichen Terrains anzulegen.

Die Fundirungen der Kunstbauten in den Moorstrecken der Bahn von **Bordeaux nach Pauillac** erfolgte in zweierlei Weise. Der Oberingenieur **Molinos** gründete auf entsprechend dicken Sandschichten, während der Oberingenieur **Cunit** den Grund bis zur Fundamentsohle ausheben und den Boden durch eine grosse Anzahl eingerammter Pfähle verdichten liess *(Annales industrielles 1872, Juli, S. 6 mit Taf. 53—54).* Die in letzterer Weise fundirten Kunstbauten zeigten bedeutende Senkungen und verursachten nachträglich kostspielige Reparaturen, während die auf Sandschüttungen ausgeführten Objecte sich vollständig bewährten.

Die Gründung der Gebäude des **Thüringischen** Bahnhofes zu **Leipzig** *(Zeitschr. für Bauwesen 1860, S. 214)* erfolgte auf einem sumpfigen und von vielen Wasserläufen durchschnittenen Terrain, nämlich auf der sog. Gerberwiese. Unter dem Moorboden fand sich in 1,5 bis 3^{m} Tiefe unter Terrain eine tragfähige Kiesschicht, doch musste das Terrain bis zur Planumshöhe noch um 2,5 bis 2,8^{m} aufgefüllt werden. Bei der grossen Ausdehnung der für den Bahnhof erforderlichen Baulichkeiten hätten die Fundamente riesige Mauermassen erfordert, wodurch, bei den dortigen hohen Materialpreisen, die Baukosten unverhältnissmässig gesteigert worden wären. Man entschloss sich daher zur Fundirung mit Sand, weil dieses Material sich in der Nähe des Bahnhofes reichlich vorfand. Das erste in Angriff genommene Gebäude war der Locomotivschuppen für 9 Maschinen, mit einer Wasserstation und einer Reparatur-Werkstatt.

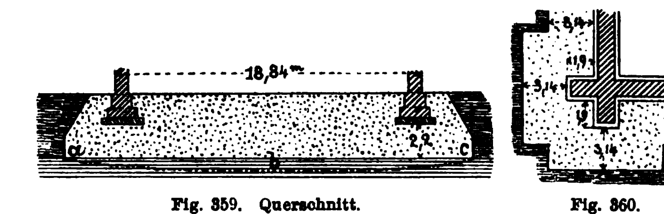


Fig. 359. Querschnitt. Fig. 360.

Der sehr zusammenpressbare Moorboden wurde auf etwa 1,5^{m} ausgehoben und zwar nach Fig. 359 und 360 in einer Flächenausdehnung, welche die äusseren Umfassungsmauern der Gebäude nach jeder Richtung hin um wenigstens 3,14^{m} = 10 Fuss übertraf; Schlammstellen, die sich in der Baugrube vorfanden, wurden möglichst gereinigt und mit Sand eingeebnet. Sodann füllte man die Baugrube bis zum Grundwasserspiegel mit möglichst reinem, gleichkörnigem Sande, wobei das Wasser aus der Baugrube thunlichst ausgeschöpft war.

Nun wurde die eingeebnete, geschlämmte und gerammte Sohle der Fundamente noch mit 8 bis 14^{cm} grossen Steinstücken belegt, so dass diese das untere Bankett der Fundamente auf jeder Seite um 0,3^{m} übertraf. Diese Packlage wurde verzwickt und mit einem recht streifen Mörtel abgeglichen und abgerammt; mit diesen Packlagen wurde fortgefahren, bis dieser Rammbeton die Stärke von ca. 0,3^{m} erreicht hatte. Alsdann wurde der Raum sowohl innerhalb wie auch ausserhalb der Gebäude bis zur Höhe der Rammbetonschicht mit Erde aufgeschüttet und nunmehr mit den Maurerarbeiten begonnen. Die Verbreiterung der Fundamente war der Belastung derselben entsprechend angeordnet, so dass z. B. eine 7,8^{m} hohe, auf 47^{m} freistehende 0,68^{m} starke Mauer des Locomotivschuppens 2 Banketts von 0,95 bezw. 0,63^{m} Höhe und 1,28^{m} bezw. 1,73^{m} Breite erhielt. Man wollte das Gebäude noch im Laufe des Jahres vollenden, weshalb die Maurerarbeiten möglicht beschleunigt wurden, wobei aber die Erdarbeiten nicht gleichen Schritt halten konnten, was den Uebelstand zur Folge hatte, dass, als die Fundamente und das Plinthenmauerwerk des Gebäudes fertig und verfüllt waren, das Ganze wie ein Hügel etwa 2,7^{m} über das umliegende Terrain emporragte.

Durch vorhergegangene Versuche mittelst freistehender Mauerpfeiler war die Zusammendrückbarkeit des Untergrundes durch die Belastung ermittelt worden, und

dieser entsprechend hatte man auf eine Senkung des Gebäudes von $0{,}27^{m}$ gerechnet. Als man das obenerwähnte Stadium der Ausführung erreicht hatte, überliess man das Mauerwerk einige Tage sich selbst, stellte mehrere Pumpen in den innerhalb des Gebäudes liegenden Brunnen und setzte die ganze Baustelle der Art unter Wasser, dass die obere Sandschicht vollständig gesättigt erschien; dadurch erfolgte eine Senkung des Sandes, mit dem die Fundamente verfüllt waren, um 5 bis 8^{cm}. Auch die Fundamente der Umfassungswände des Maschinenschuppens hatten sich gleichmässig um etwa $2{,}5^{cm}$ gesetzt, während unregelmässigere Senkungen des anstossenden Werkstattgebäudes beobachtet wurden. Es hatten sich nämlich die nördlichen Giebelfundamente ebenfalls nur um $2{,}5^{cm}$ gesenkt, jedoch war die südwestliche Ecke um 8^{cm} heruntergegangen. Da der Erfolg dieser Spülung den gehegten Absichten entsprach, so wurde dieselbe wiederholt. Jetzt jedoch zeigte sich keine weitere Wirkung, mit der alleinigen Ausnahme, dass wiederum die südwestliche Ecke um weitere 5^{cm} heruntersank. Man nahm hierauf eine Belastung der Theile des Fundamentes vor, in welchen die stärkste Senkung sich herausgestellt hatte, und suchte dieselbe so einzurichten, dass sie dem Maximum der künftigen Belastung entsprach. Es erfolgte wieder eine Senkung, so dass nunmehr die fragliche Ecke 13^{cm} tiefer lag als die übrigen Fundamente. Selbstredend hatten sich Risse gebildet, welche die gesenkten von den übrigen Theilen des Fundamentes trennten. Nachdem eine Bewegung der Mauertheile nicht mehr wahrgenommen werden konnte, wurde die aufgelegte Belastung beseitigt, die obere Schicht des Mauerwerks, soweit die Senkung vorgekommen war, aufgenommen, und alsdann das Fundament im Niveau mit dem anderen Mauerwerk wieder aufgeführt. An den Stellen, wo die Risse sich gezeigt hatten, wurde das Mauerwerk abgebrochen und in einem recht guten Verbande wieder hergestellt; sodann wurde das aufgehende Mauerwerk aufgeführt. Inzwischen waren die Erdarbeiten weiter vorgeschritten; der Hügel, dessen Gipfel von den Gebäudefundamenten gekrönt wurde, begann unter den ringsum aufgehäuften Erdmassen zu verschwinden, und das Planum für die Bahnhofsanlagen bekam eine grössere Ausdehnung.

Nun trat jedoch eine Erscheinung ein, auf welche man nicht gerechnet hatte. Die Fundament- und Plinthenmauern der östlichen Längenfront, auf eine Länge von ca. 47^{m} freistehend, bauchten sich etwa 13^{cm} in der oberen Kante nach der äusseren Seite aus, indem sie hier auch ebensoviel aus dem Lothe wich, und die verticalen Mauerflächen nahmen dadurch eine doppelt windschiefe Form an. Diese ganz unerwartete und sehr unangenehme Erscheinung hatte in Folgendem ihren Grund: man hatte in der ganzen Ausdehnung des Gebäudes den lockeren Moorboden bis auf den festeren Baugrund, der ein vielfältig von Sandschichten unregelmässig durchschnittener lehmiger, ziemlich erweichter und, wenn auch weniger als der Moorboden, doch immer noch zusammendrückbarer Boden war, ausgehoben und beseitigt. Statt des ausgehobenen leichten Moorbodens wurde der schwerere Sand eingebracht und bis zu einer Höhe von $1{,}25^{m} + 2{,}83^{m} = 3{,}08^{m}$ aufgeschüttet. Der Untergrund erhielt also nicht nur einen grösseren Druck als früher, sondern auch durch die Form der aufgefüllten Sandmassen in der Art eine ungleichmässige Belastung, dass dieselbe an den Rändern der Baugrube geringer war, als weiter nach der Mitte hin. Hierdurch entstanden im Untergrunde ungleichförmige Pressungen und dadurch ungleiche Senkungen, durch welche die Sohle der Baugrube eine concave Form, etwa nach der punktirten Linie $a\,b\,c$ in Fig. 359 annahm. Als nun später die Aufschüttung des Planums eine grössere Ausdehnung gewann, erlitt auch der Untergrund bei a und c eine grössere Pressung und in Folge derselben eine stärkere Senkung, wodurch die Sohle ihre ursprüngliche

horizontale Lage wieder annahm, dadurch aber die darauf liegenden Sand- und Mauermassen in Bewegung brachte und der Längenfront die oben erwähnte Form gab. Die Ecken des Gebäudes waren dieser Bewegung weniger gefolgt, weil sie durch die Giebelmauern mehr Stabilität erhielten, auch die Vorsorge getroffen war, nach Fig. 360 äusserlich 1,9^m vorspringende Stützpfeiler gegen die Ecken zu legen, und denselben entsprechend die Baugrube zu erweitern. Insbesondere hat wohl die letztere Anordnung hier gute Dienste geleistet.

Zur Beseitigung der eingetretenen Uebelstände liess sich nicht eher etwas thun, bis die Bewegung des Untergrundes aufgehört hatte, und um dies zu beschleunigen, wurden die betreffenden Stellen möglichst stark mit Baumaterialien belastet. Als dann Ruhe eingetreten war, hat man das Fundamentmauerwerk auf 19 bis 22^m abgetragen und alsdann senkrecht wieder aufgemauert; endlich erhielt die Frontmauer in der Tiefe der Fundamente noch 3 solide Strebepfeiler. Da sich nun ferner keine bedenklichen Erscheinungen zeigten, wurden die Umfassungsmauern und die inneren Wände aufgeführt, dabei aber als weitere Sicherung auf den beiden Giebelseiten des Locomotivraumes, welche bei einer Tiefe von 19,1^m durch 3 Thore von je 3,77^m lichter Weite durchbrochen sind, durchgehende eiserne Anker eingelegt, welche den Seitenschub der Thorbögen aufheben sollen. Ausserdem erhielt jeder der 5,65^m von einander entfernt liegenden Dachbinderbalken doppelte starke Maueranker, die, mit langen Splinten versehen, nicht unwesentlich zur Stabilität der Frontwände beitragen. Bei den anderen Gebäuden dieses Bahnhofes benutzte man die bei dem ersten Gebäude gemachten Erfahrungen und erzielte daher gute Erfolge.

Auch die Bahnhofshochbauten der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Eisenbahn bei Stettin wurden in ähnlicher Weise auf Sandschüttungen fundirt *(Deutsche Bauzeitung 1875, S. 375).*

Anstatt den ganzen Baugrund unter einem Gebäude auszuheben, ist es in den meisten Fällen wohl zweckmässiger, für die einzelnen Mauern Fundamentgräben anzulegen und nach Fig. 361 die Sandschüttung so dick zu wählen, dass der Untergrund nur so stark belastet werde, wie er mit völliger Sicherheit tragen kann. Ein seitliches Ausweichen des Sandes, als Folge des verticalen Druckes, findet nicht statt. Der Druck überträgt sich von jedem Punkte aus in einer dem natürlichen Böschungswinkel annähernd entsprechenden Richtung auf den Untergrund. Die Ausdehnung der Sohle der Sandschüttung wird so bemessen, dass, wenn von den Aussenkanten der oberen Druckfläche Linien unter 45° abwärts gezogen werden, diese noch innerhalb der Sohle der Baugrube fallen. In Fig. 361 verringert sich also der Druck P, den die Mauer auf die Sandschüttung ausübt, zu jenem, den die Sandschüttung auf die Sohle der Baugrube überträgt, in dem Maasse, wie sich $b : B$ verhält. Da man aber den Böschungswinkel φ, unter dem die Druckübertragung stattfindet, noch nicht zuverlässig kennt, so wird man φ kleiner als 45° nehmen; für eine Sandschüttung, die ganz über Grundwasser liegt, kann man $\varphi = 40°$, und für eine Sandschüttung ganz unter Wasser $\varphi = 24°$ setzen. Ein vollständiges Einschlämmen des Sandes, der möglichst rein, scharf und grobkörnig sein muss, begünstigt seine

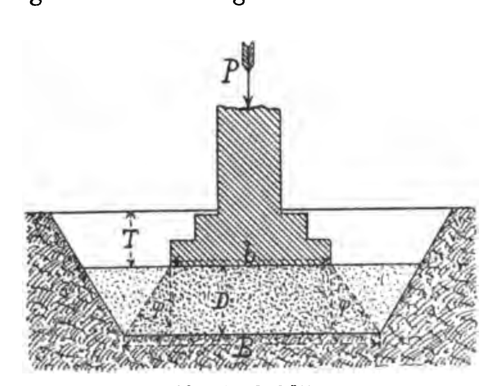


Fig. 361. Sandschüttung.

dichte und feste Lagerung. Man wird daher die Sandschüttung in etwa 15cm starken Lagen einbringen und diese durch Aufgiessen von Wasser einzeln festschlämmen, indem man das Wasser aus einem tiefliegenden Sumpfe der Baugrube ausschöpft. Ausserdem werden die einzelnen Lagen noch gestampft oder gerammt.

Ein starkes Setzen der Sandfundamente ist aber dennoch fast nie zu vermeiden, wenn dieses Setzen auch bei sorgfältiger Ausführung ziemlich gleichmässig erfolgt. Je stärker man die Sandschicht nimmt, um so grösser wird die Fläche, auf welche der Druck sich auf den Untergrund vertheilt. Da aber auch das Setzen im Verhältniss der Schüttungsdicke d, Fig. 361, erfolgt, so wird man die Sandschicht nie höher annehmen, als eben nöthig ist. In neuerer Zeit hat man versucht, die Sandschicht durch Tränkung mit dünnem hydraulischen Mörtel zu einer compacten Masse zusammen zu kitten (vergl. Seite 168).

Wo guter Sand billig zu beschaffen ist und die Bodenverhältnisse auf die Sandfundirung hinweisen, ist diese Gründungsart nur zu empfehlen. Eine Probebelastung der Sandschüttung sollte stets vorgenommen werden, damit man weiss, wie stark sich der fertige Bau etwa setzen wird. Man thut auch gut, die Fundamente mit rasch bindendem Mörtel aufzumauern, um ein gleichmässiges langsames Setzen herbeizuführen. Wo die Sandschüttung seitlichen Angriffen, etwa durch Grundwasserströmung, ausgesetzt werden könnte, wodurch sie in horizontaler Richtung eine Trennung erleiden würde, ist eine sichere Umschliessung der Schüttung nothwendig.

§ 19. Befestigung des zusammenpressbaren Baugrundes durch Pfähle und Rammbeton.

Liegt der tragfähige Baugrund sehr tief, so befestigt man den darüber liegenden pressbaren Baugrund zuweilen durch Einschlagen 1 bis 2m langer Pfähle mittelst der Viermänner-Ramme. Diese sog. Füllpfähle, die namentlich in Venedig viel Anwendung gefunden haben, können nur die obere Schicht des Bodens verdichten und können auch nur dort benutzt werden, wo die Pfähle stets unter Wasser bleiben, weil sie sonst zu leicht verfaulen würden.

Ein anderes Mittel zur Befestigung schlechten Baugrundes ist der sog. Rammbeton, der namentlich bei feuchtem Lehm- und Thonboden Anwendung findet. Hierbei werden auf der Sohle der Baugrube faustgrosse Steine als regelmässiges Pflaster ausgebreitet und mit der Handramme fest eingetrieben, welches Verfahren mehrmals wiederholt werden kann. Diese Methode ist namentlich in Marschgegenden, wie z. B. in Bremen für Hochbauten gebräuchlich. Dort fundirt man nur die sehr nahe am Ufer stehenden Mauern auf Pfahlrost, die übrigen Mauern dagegen auf Rammbeton. Man rammt dabei mehrere Lagen von Bauschutt übereinander und benutzt zum Rammen einen dreibeinigen Bock, dessen etwa 200 bis 300kg schwerer Bär in einer beweglichen Scheere gleitet, die von einem Arbeiter gehalten wird und sowohl entsprechend seitwärts, wie auch vor- und rückwärts geführt werden kann, ohne die Ramme verstellen zu müssen. Da man in den Mauern der in vorstehender Weise auf Pfahlrost und Rammbeton fundirten Bremer Lagerhäuser keine Risse bemerkt, so müssen wohl beide Fundirungsarten gleiche Tragfähigkeit haben. Bei sorgfältiger Ausführung leistet der Rammbeton in geeigneten Fällen recht gute Dienste.

§ 20. Fundirung auf dem liegenden Roste.

Roste können nur da zu Fundirungen angewendet werden, wo sie beständig vom Grundwasser bedeckt bleiben, denn wenn Holz dem Wechsel von Nässe und

Trockenheit im Boden ausgesetzt ist, wird es durch Fäulniss bald zerstört und dann ist es für das daraufstehende Bauwerk sehr nachtheilig, indem es von der Last desselben zerdrückt wird und so eine Senkung des Bauwerkes veranlasst. Nach wiederholten Erfahrungen sind die Roste aber auch unter dem Grundwasser nicht immer gegen Fäulniss geschützt, denn wenn sichzersetzende organische Bestandtheile im Boden vorkommen, so wird das damit in Berührung stehende Holz bald mit in Fäulniss versetzt. Diese langsame Verbrennung der Holzfaser geht nach Liebig durch Wasserzersetzung und Desoxydation benachbarter sauerstoffhaltiger Körper vor sich, wobei sich aus dem freiwerdenden Sauerstoff des Wassers und dem Wasserstoff der Holzfaser Wasser bildet und Kohlensäure aus der Holzfaser flüchtig wird; ausserdem scheiden sich noch gasförmige Kohlenstoffverbindungen als sog. Sumpfluft aus.

Die zu den Rosten vorzugsweise benutzte Holzart ist Kiefernholz, doch sind auch die Fichte, Lärche, Eiche, Erle und Rothbuche hierzu zweckmässig, namentlich haben die beiden letzteren Holzarten, die für sonstige Bauzwecke fast werthlos sind, beständig unter Wasser gesetzt, eine sehr grosse Dauer.

Der liegende Rost oder Schwellrost ist in Fig. 362 im Querschnitte und im Grundrisse dargestellt. Derselbe besteht aus den Querschwellen oder Zangen *a*, die in Abständen von 1,2 bis 1,8^{m} nach der Schnur und Setzwage auf die Sohle der Baugrube verlegt werden und oben 5 bis 8^{cm} tief eingeschnitten sind, in welche Einschnitte die den wichtigsten Theil des Rostes bildenden Langschwellen *b* gelegt werden, welche in voller Stärke darüber hingehen und das Fundament der Länge nach zusammenhalten, weshalb sie in den Stössen gehörig verkämmt oder durch eiserne Klammern verbunden sein müssen; diese Stösse dürfen natürlich nur auf die Querschwellen treffen. Der 8 bis 15^{cm} starke Bohlenbelag *c*, der direct das Mauerwerk aufnimmt, wird auf den 20 bis 30^{cm} starken Langschwellen mit hölzernen Nägeln befestigt. Selbstverständlich darf nicht die ganze Last des auf den Rost zu stellenden Bauwerkes nur auf den Quer- und Langschwellen ruhen, weil diese sich dann in den losen Untergrund eindrücken würden, sondern die Rostfelder unter dem Bohlenbelag, sowie der Raum unter und neben den Langschwellen müssen sorgfältig mit passendem Material ausgefüllt und unterstopft werden. Man verwendet hierzu Bauschutt, Thon oder Lehm mit Zusatz von Kies oder kleinen Steinen, sowie auch reinen Sand; diese Materialien werden möglichst fest angestampft.

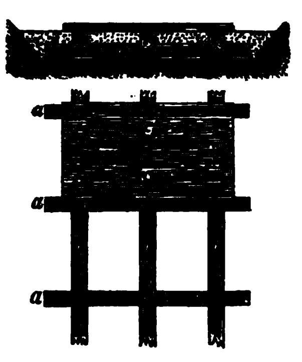


Fig. 362. Der liegende Rost.

In Frankreich werden die liegenden Roste auch wohl so construirt, dass man die Langschwellen auf die Sohle der Baugrube legt und hierauf die Zangen oder Querschwellen anbringt, zwischen denen dann der Bohlenbelag auf die Langschwellen genagelt wird. Dass hierbei meistens die Zangen über den Bohlenbelag vortreten, hat keinen besonderen Nachtheil, da die Höhenunterschiede sich in der Schichtenlage des Mauerwerkes leicht ausgleichen lassen. Ein ähnlicher Höhenunterschied in der Oberfläche des Rostes entsteht auch, wenn von einer Mauer eine andere unter rechtem oder schiefem Winkel abzweigt, indem man dann an dem Eckpunkte die Langschwellen des einen Rosttheils als Querschwellen des andern benutzt, wobei die Langschwellen stets parallel zu den Mauern laufen, unter welchen sie liegen, während die Querschwellen nur so weit als thunlich rechtwinklig zu den ersteren angeordnet werden. Die Stufe, welche durch die Kreuzung der Schwellen an der Ecke des Rostes gebildet

wird, ist für die Festigkeit desselben nicht nachtheilig; beide Theile müssen aber noch unter dem Grundwasser liegen; da aber die Kostspieligkeit der Fundirung mit der grösseren Tiefe zunimmt, so legt man gewöhnlich denjenigen Theil des Rostes am tiefsten, der die geringere Ausdehnung hat.

An einem Wasserlaufe wird es erforderlich, den liegenden Rost gegen Unterspülung zu sichern, wobei man meistens die äussere Langschwelle mit der innern Spundwandseite bündig legt, damit die Langschwelle beim Einrammen der Spundwand als Lehre dienen kann und das Füllmaterial unter dem Roste zwischen dem Bohlenbelage und der Spundwand sicherer eingeschlossen ist. Jedoch darf hierbei keine Verbindung zwischen dem Roste und der Spundwand bestehen, damit ein atwaiges Senken des Rostes unabhängig von der Spundwand eintreten kann.

Der liegende Rost ist an sich nicht sehr steif, er erlangt indess in Verbindung mit dem darüberstehenden Mauerwerk eine bedeutende Steifigkeit, so dass er wohl zu einem gleichmässigeren Setzen eines Bauwerkes beitragen kann. Ein Vortheil des liegenden Rostes ist der, dass die Langschwellen desselben die Fundamente unter den einzelnen Mauern miteinander verankern, was besonders unter den Widerlagern von Gewölben vortheilhaft ist. In neuerer Zeit wird der liegende Rost nur selten angewendet, da man seine Vortheile durch eine Betonschüttung bequemer, sicherer und meistens auch erheblich billiger erreichen kann, wozu noch der Umstand hinzukommt, dass der Beton sich mit dem Mauerwerke inniger verbindet, als das Holzwerk des Rostes, und dass es für den Beton kein Nachtheil ist, wenn aus irgend einem Grunde eine spätere Senkung des Grundwassers eintritt, wodurch der Rost zerstört werden würde.

Beim Bau des 4geschossigen Lloyd-Palastes in Triest, der in den Jahren 1880—83 durch Oberbaurath Baron Ferstel zur Ausführung gelangte, hat dieser zur Fundirung einen liegenden Rost aus Lärchenholz, in Verbindung mit einer Betonschüttung nach Fig. 363 angewendet. Auf dem Roste liegt eine 1^{m} hohe Schicht aus

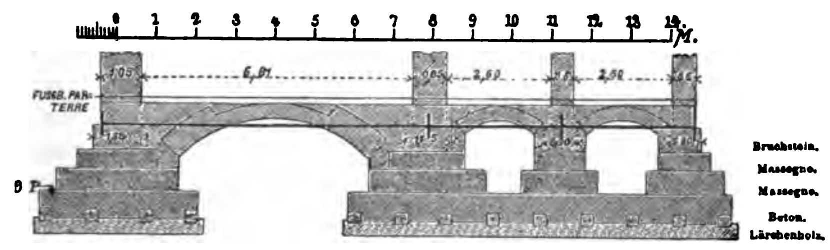


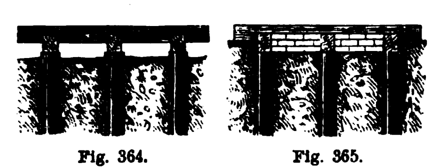
Fig. 363. Fundirung des Lloyd-Palastes in Triest.

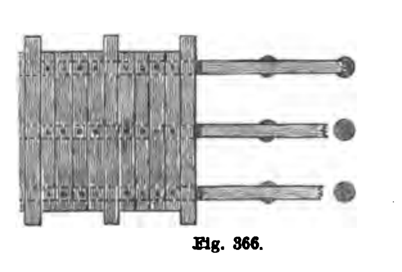
Santorin-Beton; auf dieser lagern 3 Schichten Massegno-Platten, welche in der unteren Lage 2^{m} Länge und Breite bei 0,5^{m} Dicke haben, nach oben hin aber an Grösse abnehmen. Auf die oberste, aus 0,4^{m} dicken Massegno-Platten bestehende Schicht setzt sich das Bruchsteinmauerwerk derart auf, dass die Hauptmauern durchweg auf einer 4^{m} breiten Fundirungsbasis stehen, während sämmtliche Scheidemauern auf Gurtungen ruhen, die zwischen die Hauptfundamente eingespannt sind. Jedenfalls wäre es besser gewesen, auch unter den Scheidewänden durchgehenden Rost und darüber umgekehrte Gewölbe anzuwenden. Der Rost ist nur wenig breiter, als die Betonsohle, und hat daher hier eigentlich nur den Zweck, eine feste Unterlage für den noch weichen Beton zu bilden, während der Rost nach der Erhärtung des Betons ziemlich überflüssig ist. Das unmittelbar anstossende Nachbargebäude der Sanità hatte

sich seeseits um 1^m gesetzt, da der Baugrund bis 29^m Tiefe aus Meerschlamm besteht, wogegen hier eine durchschnittliche Setzung von nur 15^{cm} vorkam und der grösste Höhenunterschied anfänglich 6^{cm} betrug, der sich aber nach Anbringung der Steinverkleidung etwas vergrösserte.

§ 21. Fundirungen auf Pfahlrost.

Der **Pfahlrost** unterscheidet sich nur dadurch von dem liegenden Rost, dass die Langschwellen von eingerammten Pfählen getragen werden, wie in Fig. 364 und 365 dargestellt ist. Die Entfernung der Pfahlreihen beträgt je nach dem Gewichte der auf dem Pfahlrost ruhenden Mauern 0,8 bis $1{,}25^m$ von Mitte zu Mitte; die Entfernung der einzelnen Pfähle in jeder Reihe wird gewöhnlich etwas grösser genommen, als die Entfernung der Pfahlreihen voneinander. Die Oberfläche des Rostes bildet eine ebene Fläche, indem die Zangen soweit eingeschnitten sind, dass sie nur die Stärke der Deckbohlen behalten und mit diesen bündig liegen; letztere erhalten eine solche Stärke, dass sie von der auf ihnen ruhenden Last zwischen den Langschwellen nicht einbiegen oder gar brechen können. Die Ueberschneidung wird allein in der Zange angebracht, damit die Langschwellen nicht geschwächt werden, sondern in voller Stärke durchlaufen. Um nun den Boden zwischen den Langschwellen mit zum Tragen zu bringen, werden die Rostfelder sorgfältig ausgefüllt oder auch wohl, wie in Fig. 365, regelmässig ausgemauert. Nachdem die Pfähle eingerammt sind, hebt man gewöhnlich den Grund unter dem Roste 0,3 bis $0{,}6^m$ tief aus, um das Anschneiden der Zapfen zu erleichtern, und bringt dann einen Lehmschlag ein, auf dem die Ausmauerung ruht, die bis unter die Bohlen reicht; in neuerer Zeit wird statt der Ausmauerung aber meistens eine **Betonausfüllung** gewählt, was jedenfalls bequemer ist. Fig. 366 giebt theilweise den Grundriss der Pfahlreihen, theilweise den des Rostes. Die Pfähle werden oben mit Zapfen versehen, die etwa 15^{cm} Länge, 5 bis 8^{cm} Breite und 8 bis 10^{cm} Höhe erhalten.

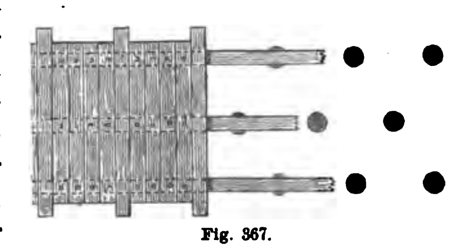

Fig. 364. Fig. 365.


Fig. 366.

Um die Zapfen in genau gleicher Höhe vorzuzeichnen, lässt man das Wasser in der Baugrube so hoch steigen, wie die obere Fläche der Zapfen liegen soll; die Wasserlinie wird an allen Pfählen bezeichnet, und nachdem das Wasser wieder ausgeschöpft ist, werden die vor der angezeichneten Linie vorstehenden Enden der Pfähle abgesägt und darauf die Zapfen genau angeschnürt. Zu den Langschwellen wählt man möglichst lange Hölzer, die erforderlichen Falls auf einer Pfahlmitte stumpf zusammenstossen, damit die Langschwellen, welche den ganzen Druck der Mauer auf die Pfahlköpfe übertragen, an keiner Stelle geschwächt werden. Eiserne Klammern oder besser eiserne seitlich angenagelte Schienen von 5 bis 8^{mm} Stärke, welche mit 15 bis 22^{cm} langen Nägeln befestigt werden, geben die nöthige Stossverbindung. Diejenigen Pfähle, worauf die Stösse der Schwellen treffen, erhalten Zapfen von der ganzen Breite der Pfähle und die Langschwellen erhalten nur Zapfenlöcher, worin die Pfahlzapfen passen; eine weitere Befestigung der Schwellen auf den Pfahlköpfen ist nicht erforderlich, da ein Abheben der Schwellen unter der Last der Mauer nicht vorkommen kann. Zweckmässig erscheint

es, die Zapfen an den Pfahlköpfen ganz wegzulassen, letztere nur eben abzuschneiden und die Schwellen mit Holzschrauben darauf zu befestigen, weil hierdurch nicht nur an Arbeit gespart wird, sondern die Schwellen auch ein solideres Auflager erhalten. Bei dem Pfahlrost der Elbbrücke bei **Pirna** wurden die Langschwellen in dieser Weise durch 40^{cm} lange, 3^{cm} starke Holzschrauben auf den Pfahlköpfen aufgeschraubt, die Querschwellen dann mit einfacher Ueberschneidung so aufgebracht, dass sie zugleich die Höhe des Bohlenbelags bilden, welcher letztere mithin nur zwischen die Querschwellen eingeschoben und festgenagelt wurde, nachdem die Rostfelder auf $0{,}8^{m}$ Tiefe sorgfältig mit Cementbeton ausgebaut waren. Die Pfähle standen durchschnittlich $0{,}85^{m}$ von einander entfernt und erhielt jeder Pfahl eine Maximalbelastung von 35,3 Tonnen. Das zu einem Pfahlrost verwendete Eisenwerk schützt man am sichersten gegen Rost, wenn man es mit Zink überziehen oder verzinken lässt.

Oft stehen die Pfähle in den einzelnen Reihen sich nicht gegenüber, sondern sie sind nach Fig. 367 **versetzt.** Dies hat seinen Grund darin, dass die Pfähle bei gleicher Entfernung von einander den Boden gleichmässiger comprimiren. Die zuerst eingerammten Pfähle verdichten nämlich den Boden schon ziemlich bedeutend, wodurch das Eindringen der folgenden Pfähle um so mehr erschwert wird, je näher dieselben an einander stehen. Da aber nach und nach die im Boden entstandene Spannung sich einigermassen wieder ausgleicht, so bezeichnet der Widerstand, den die letzten Pfähle dem Eindringen entgegensetzen, keineswegs ihre Tragfähigkeit, vielmehr wird derjenige Pfahl eine geringere Tragfähigkeit behalten, der nahe an einem andern eingerammt wurde.


Fig. 367.

Der Pfahlrost wird dann angewendet, wenn der feste Boden erst in grösserer Tiefe erreicht wird, indem dann die Pfähle die losen Erdschichten durchdringen und mit ihrem Fusse in die feste Schicht eingreifen oder nur auf derselben aufstehen und dadurch das Bauwerk sicher unterstützen. In diesem Falle wendet man übrigens in neuer Zeit lieber **Senkbrunnen** an, die sich mit den jetzigen Baggergeräthschaften fast für jede beliebige Tiefe ausführen lassen und dabei billiger und dauerhafter sind als der Pfahlrost. Ist aber der lose Baugrund auf sehr grosser Tiefe von gleichmässiger Beschaffenheit, so kann man die Anwendung des Pfahlrostes oft nicht umgehen, wenn man nicht mächtige Sandschüttungen anwenden will, um dadurch den Druck des Bauwerkes auf eine entsprechend grosse Fläche des losen Grundes zu vertheilen, der in dieser Weise allerdings tragfähig gemacht werden kann. Die in den losen Grund eingetriebenen Pfähle leisten den stärkeren Widerstand nur durch die Reibung, welche das umgebende Erdreich gegen die Pfähle ausübt, und man pflegt nach dem Ziehen der Pfähle unter der Ramme auf die Grösse der Last zu schliessen, welche ein Pfahl tragen kann *(vergl. Seite 7).*

Die Pfähle müssen, bevor man sie setzt, von der **Rinde** entblösst sein, um die Reibung beim Einrammen zu mässigen; der **Splint** dagegen kann an dem Holze bleiben, da er den Kern desselben vor manchen Beschädigungen schützt. Man giebt den Pfählen am Zopfende meistens eine 4seitige pyramidale Spitze und nennt sie daher **Spitzpfähle.** Hiervon unterscheidet man 2 Arten, nämlich solche Pfähle, die ganz im Grunde stecken, nennt man **Grundpfähle,** dagegen solche, die mit einem grössern Theil ihrer Länge über oder unter Wasser aus dem Boden hervorragen, nennt

man **Langpfähle** und beide Arten können Rostpfähle sein; man spricht daher auch von tiefem Pfahlrost und hohem Pfahlrost. Wenn man **Rundholz** ankaufen kann, so wird man dieses auch im runden Zustande einrammen; kann man aber nur scharfkantig beschnittenes Balkenholz haben, dann ist auch gegen dessen Verwendung zu Rostpfählen nichts einzuwenden. Nach Perronet sollen Rostpfähle von 4,8 bis 5,8^{m} Länge eine **mittlere Stärke** von 26^{cm} haben und für je 2^{m} Längenzunahme soll ihre mittlere Stärke im weichen Boden 6^{cm}, im festen Boden 3^{cm} zunehmen. Diese Regel ist natürlich nicht für alle Fälle passend, sondern man wird die jedesmaligen Umstände berücksichtigen müssen, denn ein Pfahl, der mit seiner ganzen Länge im festen Boden steckt, wo er nicht einbiegen kann, wird bei geringer Stärke schon eine grosse Last tragen können, da er dann nur auf Druckfestigkeit beansprucht wird, während ein mit seiner Spitze im festen Grunde steckender, sonst aber ganz frei oder in loser Erde stehender Pfahl zerknickt werden kann und daher einen erheblich grössern Querschnitt erhalten muss.

Am wenigsten ist der Bruch eines Pfahls zu besorgen, wenn er von dem Bauwerk genau in seiner Längenrichtung gedrückt wird. Oft erfährt die auf dem Pfahlroste stehende Mauer einen starken Seitendruck, z. B. bei Futtermauern durch eine hohe Erdschüttung; dieser Seitendruck wird dann auch auf den Pfahlrost übertragen, wesshalb es in solchen Fällen zweckmässig ist, die Rostpfähle in der Richtung desjenigen Druckes einzurammen, der sich aus dem verticalen und horizontalen Drucke zusammensetzt, damit die Pfähle nur in der Richtung ihrer Längenaxe gedrückt werden. Das Einrammen dieser **Schrägpfähle** bietet keine Schwierigkeit, wenn sich die Läuferruthen der Ramme beliebig neigen lassen.

Besonders wichtig ist in jedem Falle die Bestimmung der **Pfahllängen,** und die Schwierigkeit in dieser Beziehung besteht bei den Rostpfählen darin, vor dem Einrammen zu wissen, in welcher Tiefe die Pfähle den festen Stand erreichen werden. Sind sie zu lang, so wird dadurch unnöthiger Weise viel Holz verschwendet und die Arbeit des Setzens und Einrammens vertheuert; sind sie aber zu kurz, so erreichen sie nicht den erforderlichen festen Stand und man würde im günstigsten Falle gezwungen sein, die Belastung des einzelnen Pfahles zu ermässigen, indem man die Anzahl der Pfähle vermehrt. Man kann auch, wenn nur ein einzelner Pfahl schon ganz in den Boden eingedrungen ist, ohne den festen Stand anzunehmen, noch einen zweiten auf den ersteren Pfahl **aufpfropfen;** dieses Verfahren darf aber nicht bei mehreren nebeneinander stehenden Pfählen wiederholt werden, weil dadurch der Effect der Ramme sehr geschwächt wird und der aufgepfropfte Theil des Rostes leicht ausweichen könnte. Man wird daher von dem Aufpfropfen der Pfähle nur in sehr seltenen Fällen Gebrauch machen. Um nun beim Ankauf der Pfähle deren erforderliche Länge schon zu kennen, ist eine vorherige Untersuchung des Bodens mittelst Bohrungen oder durch den Gebrauch des Sondireisens nöthig. Liegt dann in einer mit dem Pfahle noch erreichbaren Tiefe eine durchaus feste Schicht oder ein Felslager, so muss festgestellt werden, ob jene Schicht horizontal liegt, oder in welcher Neigung sie streicht.

Findet dagegen keine scharfe Begrenzung zwischen den losen und festen Bodenschichten statt, oder bleiben die Pfähle mit ihrer ganzen Länge im weichen Boden, dann kann man nur durch Einschlagen einiger **Probepfähle** auf den verschiedenen Punkten der Baustelle sich vor dem Ankaufe der Pfähle von deren erforderlichen Länge Ueberzeugung verschaffen. Obgleich dieses Mittel durch Aufstellung der Ramme umständlich ist, so darf man es doch nicht umgehen, wenn man späteren Verlegenheiten

vorbeugen will, und man nimmt dann der Sicherheit wegen die Pfähle noch etwas länger als die Proberammung ergeben hat.

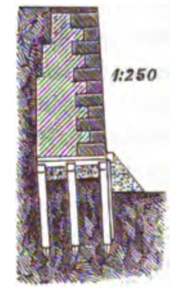


Fig. 368.

In Fig. 368 ist der Querschnitt der obern Vorhafenmauer von der Weser-Schleuse zu **Hameln** dargestellt, welche auf Pfahlrost fundirt ist. Die in den Kiesboden eingetriebenen Pfähle haben bis zur Oberkante der Langschwellen 3,5^{m} Länge und der Bohlenbelag ist in der Längenrichtung der Wand auf die Querschwellen aufgenagelt. Auf 0,85^{m} Höhe von Oberkante des Bohlenbelags sind die Rostfelder mit Beton ausgefüllt. An der Vorderseite ist die Mauer mit 1 : 16 geböscht ausgeführt und parallel mit dieser Richtung sind die Rostpfähle eingeschlagen. Eine 15^{cm} starke Spundwand vor dem Roste bewirkt die Zurückhaltung des Bodens unter der Mauer, wobei ein Ueberweichen der Spundwand noch durch eine vorgeschüttete geböschte Betonlage wirksam verhindert ist. Die Dimensionen der Mauer sind nach Massgabe eines Böschungswinkels der Hinterfüllungserde von 27°, eines Gewichts der Erde von 1900 Kilogr., des Mauerwerks von 2250 Kilogr. pro Kubikmeter und unter der ungünstigen Annahme ermittelt, dass der Erddruck normal zu der Hinterfläche wirke. Die durchschnittliche Stärke ergab sich dann bei Voraussetzung einer verticalen Vorder- und Hinterfläche, wenn h die ganze Höhe der Mauer ohne den Gegendruck des Unterwassers bezeichnet, zu 0,393 h.

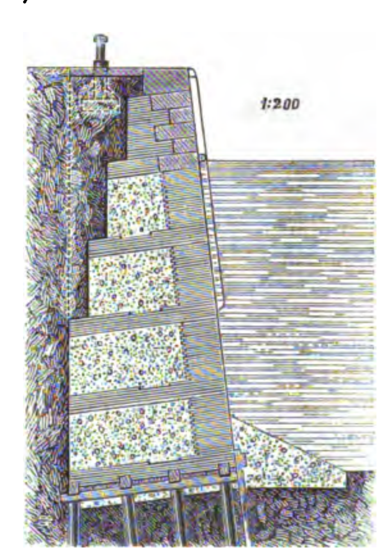
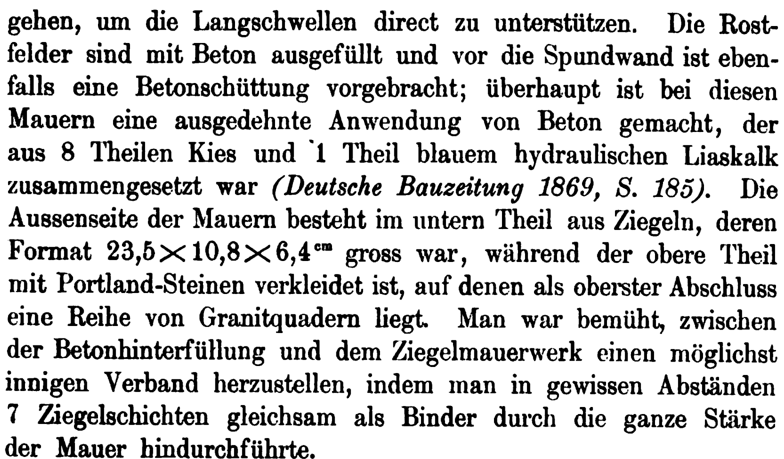


Fig. 369.

Die Kaimauern der Dockanlagen zu **Chatham** und **Portsmouth** sind nach dem Querschnitte Fig. 369 auf Pfahlrost fundirt, wobei die 3 vorderen Pfahlreihen parallel mit der Vorderfläche der Mauer eingeschlagen sind, während die hintere Pfahlreihe vertical steht. Bei diesem Roste sind die Zangen in zweckmässiger Weise unter die Langschwellen gelegt, was meistens so ausgeführt wird, dass die aus 2 Hölzern bestehende Zange die Pfahlköpfe umfasst, welche letzteren durch die beiden Hölzer hindurchgehen, um die Langschwellen direct zu unterstützen. Die Rostfelder sind mit Beton ausgefüllt und vor die Spundwand ist ebenfalls eine Betonschüttung vorgebracht; überhaupt ist bei diesen Mauern eine ausgedehnte Anwendung von Beton gemacht, der aus 8 Theilen Kies und 1 Theil blauem hydraulischen Liaskalk zusammengesetzt war *(Deutsche Bauzeitung 1869, S. 185)*. Die Aussenseite der Mauern besteht im untern Theil aus Ziegeln, deren Format 23,5 × 10,8 × 6,4^{cm} gross war, während der obere Theil mit Portland-Steinen verkleidet ist, auf denen als oberster Abschluss eine Reihe von Granitquadern liegt. Man war bemüht, zwischen der Betonhinterfüllung und dem Ziegelmauerwerk einen möglichst innigen Verband herzustellen, indem man in gewissen Abständen 7 Ziegelschichten gleichsam als Binder durch die ganze Stärke der Mauer hindurchführte.



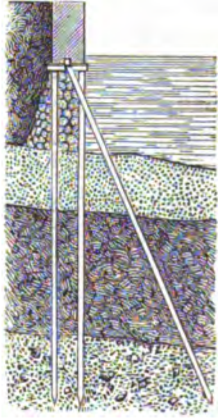

Fig. 370.

Fig. 370 zeigt den Querschnitt einer auf Langpfählen oder hohem Pfahlroste

stehenden Kaimauer, die im Hafen zu **Rostock** zur Ausführung gekommen ist und sich dort vollständig bewährt haben soll. Die Kaimauer erhebt sich nur etwa 2,2^m über den mittleren Wasserspiegel der Warnow und ruht auf einem Pfahlrost, der in geringer Tiefe unter diesem Wasserspiegel abgeschnitten ist. Der Baugrund besteht zunächst aus einer Schicht Triebsand, dann folgt eine nächtige Schicht Infusorienerde, und erst in 14^m Tiefe unter dem Wasserspiegel der feste Baugrund. Die verwendeten Pfähle mussten daher eine Länge von 18 bis 19^m erhalten; sie wurden in 2 Reihen eingerammt und dann paarweise durch Querschwellen verholmt, so dass sich Joche bildeten, deren Entfernung von einander 1,1^m beträgt. Ueber diesen Querschwellen liegt eine Langschwelle, welche mit sämmtlichen Querschwellen überschnitten und verbolzt ist, wie dies der in Fig. 371 dargestellte Querschnitt und Grundriss des Rostes zeigt. Gegen die Mittelschwelle stemmen sich Schrägpfähle, die abwechselnd zwischen je 2 Jochen, also in 2,2^m Entfernung von einander angeordnet sind. Diese Schrägpfähle genügen vollkommen, um den Druck der Hinterfüllungserde aufzuheben. Der Raum zwischen und zunächst hinter den lothrechten Pfählen ist mit Faschinen ausgefüllt. In Rostock, wo die Warnow fast ganz ohne Strömung ist, hat diese Construction nicht die geringste nachtheilige Veränderung gezeigt, während bei ähnlichen in Kiel ausgeführten Anlagen ein durchaus ungünstiges Resultat damit erzielt sein soll.

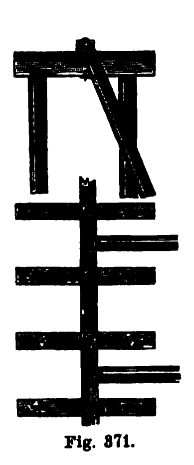


Fig. 371.

Eine 1377^m lange, auf Pfahlrost fundirte Kaimauer, welche bei den Hafenanlagen zu **Rotterdam** ausgeführt wurde, zeigt Fig. 372 im Querschnitte *(Deutsche Bauzeitung 1874, S. 371).* Die Boden- und Wasserverhältnisse waren an dieser Baustelle ganz besonders ungünstig, denn während die Hafensohle auf — 5^m Amsterdamer Pegel ausgehoben werden musste, sinkt in dem nicht durch Schleusen von der Maass abgesperrten Hafen das gewöhnliche Niedrigwasser auf — 0,33^m, wogegen das gewöhnliche Hochwasser auf + 0,91^m und die höchste Sturmfluth auf + 3,6^m steigt; somit findet unter Umständen in kurzen Zeitintervallen eine Niveaudifferenz von ca. 4^m statt, wodurch der Schub der mit Wasser durchzogenen Hinterfüllungserde während des Niedrigwassers bedeutend vermehrt wird. Unter der oberen Klaischicht fand sich hauptsächlich mooriger Boden bis in — 15^m Tiefe, wo feste Sandschichten beginnen. Man musste daher die Rostpfähle, welche 2 bis 3^m in den festen Sand fassen sollten, ca. 18^m lang nehmen. Die erste Pfahlreihe ist mit 1 : 4, die zweite mit 1 : 6 und die übrigen 3 Pfahlreihen sind mit 1 : 8 schräg eingerammt. Um zur geringeren Belastung des Rostes die Masse des Mauerwerks möglichst klein zu halten, wurde der untere Theil der Uferbekleidung durch 5 Lagen je 0,5^m dicker **Senkstücke** von 10,1^m bis 13,1^m Breite ersetzt, die im Innern mit Klaiboden beschwert einen einheitlichen und steifen Körper bilden, welcher durch seine eigene Masse, sowie durch die darauf ruhende Last der Hinterfüllungserde zunächst die hindurch geschlagenen Rostpfähle an einer Verbiegung

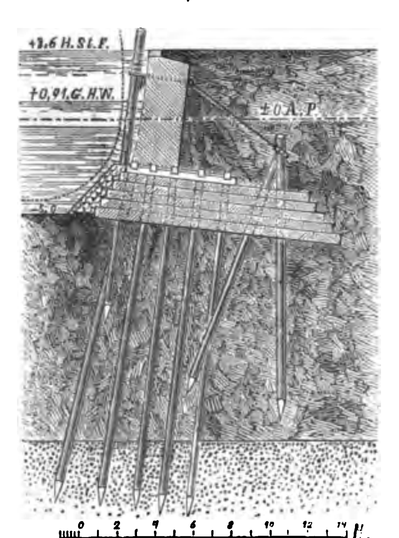


Fig. 372. Kaimauer zu Rotterdam.

im oberen Theil ihrer Höhe hindert. Gegen den Angriff der Strömung sind die Senkstücke durch eine geringe Steinschüttung gesichert. Wenn nun der resultirende Druck aus dem Mauergewichte und dem Schub der Hinterfüllungserde von den unter der Mauer befindlichen Pfählen nicht völlig sicher aufgenommen werden sollte, so müsste der über 8^m weit hinter der Mauer sich fortsetzende und dabei 3^m breite, vom leeren Theil des Rostes bedeckte Senkstückkörper gehoben werden, was bei der bedeutenden Belastung desselben nicht eintreten kann. Der Senkstückkörper dient aber auch noch zum Festhalten der Ankerpfähle, woran die in 15^m Abstand vor der Mauer stehenden hohen Prellpfähle mittelst einer durch die Mauer hindurchgehenden Eisenstange verankert sind. Zwischen je 2 der hohen Prellpfähle, die als Haltepfähle der Schiffe dienen, stehen in je 3^m Abstand noch 4 niedrige Pfähle, deren oberes Ende in einen Holm eingreift, der zwischen den hohen Prellpfählen mittelst eiserner Laschen befestigt ist. Die vordere Fläche der Kaimauer ist mit einem Radius von 25^m gekrümmt.

Die Stadt Amsterdam hat ihr ganzes Bahnhofsterrain durch eine Anschüttung im sog. „Y" des Zuidersees hergestellt. Dabei kam man auch zur Anlage eines 1700^m langen, 60^m breiten Kais, welcher das Y von einem entsprechend langen 80^m breiten Binnenwasser trennend, auf der einen Seite zum Anlegen der grossen tiefgehenden Seeschiffe, auf der andern Seite zum Anlegen der Binnenfahrzeuge benutzt werden sollte, und auf welchem Geleise, Güterschuppen etc. angelegt sind (*Baugewerkszeitung 1879, S. 616)*. Der Untergrund besteht bis auf so bedeutender Tiefe aus Schlamm, dass nur Pfähle, von 12 bis 15^m Länge den festen Untergrund zu erreichen vermögen. Es handelte sich also darum, auf solchem schlammigen Terrain 2 Kaimauern in einem Abstande von 60^m zu errichten, die so stabil sind, dass der ganze zwischen ihnen liegende Raum mit Sandschüttung überfüllt, mit Geleisen belegt, mit Schuppen besetzt, mit Gütern belastet und mit Locomotiven und ganzen Güterzügen befahren werden kann, ohne dass ein Auseinanderweichen der beiden Mauern oder ein seitliches Durchdrücken des Schlammes unter ihnen hindurch und ein Versacken der Hinterfüllung befürchtet zu werden brauchte.

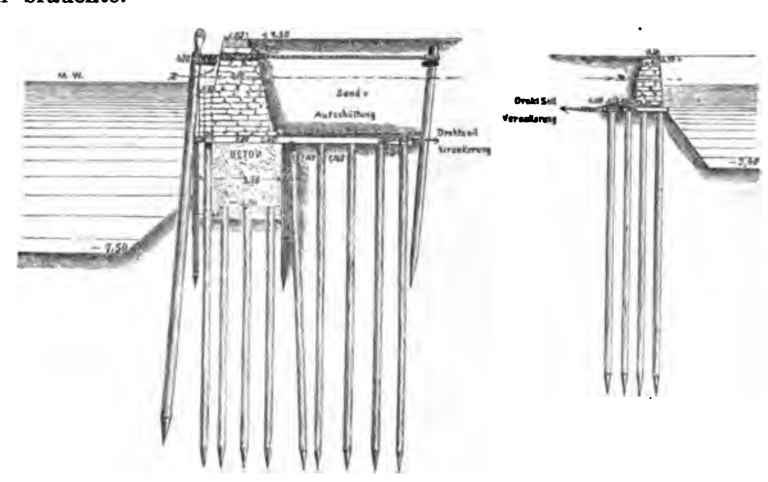


Fig. 373. Kaimauern in Amsterdam. Fig. 374.

Zu diesem Zwecke hat man zunächst an der Stelle der beiden Ufermauern bedeutende Sandschüttungen hergestellt, welche bis weit über Wasser reichten und den schlammigen Untergrung theils comprimirten, theils zur Seite fortdrückten. Diesen Schüttungen liess man lange Zeit zum Setzen, und erst, nachdem sie völlig zur Ruhe gekommen waren, wurde mit dem Fundiren der Mauern begonnen. Fig. 373 giebt das Profil der Kaimauer an der Seite für Seeschiffe, Fig. 374 jenes an der Seite für die Fahrzeuge der Binnenschiffahrt und Fig. 375 das Mauerprofil vom Kopfende der Kai-Anlage. Hinter der starken Kaimauer, Fig. 373, liegt

ca. auf halber Höhe derselben ein 5,5 m breiter Rostbelag, durch Pfähle wie die Mauer selbst unterstützt und mit der Mauer durch die hindurchgreifenden Grundholme fest verbunden; auch der Rostbelag der kleinen Mauer, Fig. 374, ist um 1,1 m breiter gemacht, als die darauf gesetzte Mauer erfordert. Der Zweck dieser Anordnung ist folgender:

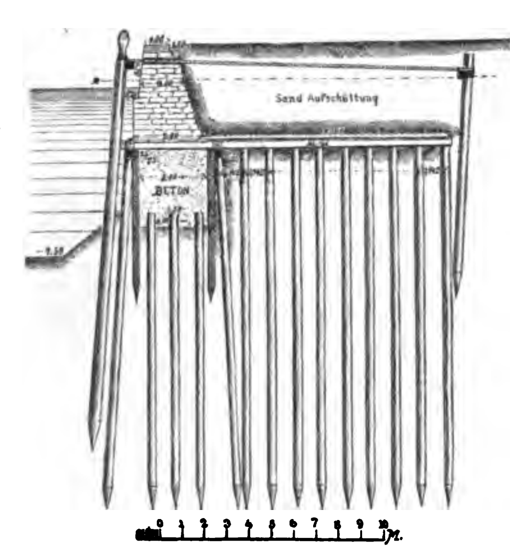


Fig. 375. Kaimauer am Kopfende.

Das Mauerprofil ist an sich nicht stark genug, um dem horizontalen Drucke der Hinterfüllungserde zu widerstehen, zumal zwischen den beiden 60 m von einander entfernten Mauern bedeutende Schlammmassen zurückgeblieben sind, welche nach aussen zu entweichen trachten. Durch die hinter der Mauer liegende Holzbohlung aber hat die Mauer eine sehr bedeutende Verstärkung bezüglich der Stabilität gegen seitlichen Druck erhalten. Die Hinterfüllungserde setzt sich nämlich auf diese durch Pfähle unterstützte und mit der Mauer fest verbundene Dielung auf, und der hintere Erddruck hat daher nicht nur das Gewicht der Mauer, sondern auch das Gewicht des auf der Dielung liegenden Hinterfüllungsbodens zu überwinden, bevor eine seitliche Bewegung eintreten kann. Die oberhalb der Dielung stehende Mauer dagegen hat nur den ihrer Höhe entsprechenden Erddruck auszuhalten. Das für die hier gegebenen Bodenverhältnisse angewendete Aushilfsmittel ist ganz vorzüglich geeignet, dem vollen Erddruck entsprechende viel theurere Ufermauern zu entbehren. Da die grosse Mauer nach der Seite des Y, die kleine Mauer nach der Seite des Binnenhafens auszuweichen trachten, beide Mauern sich also von einander entfernen wollen, hat man sie in der Höhe des Rostes in je 7 m Abstand durch verzinkte Drahtkabel, die in der Hinterfüllungserde liegen, mit einander verankert.

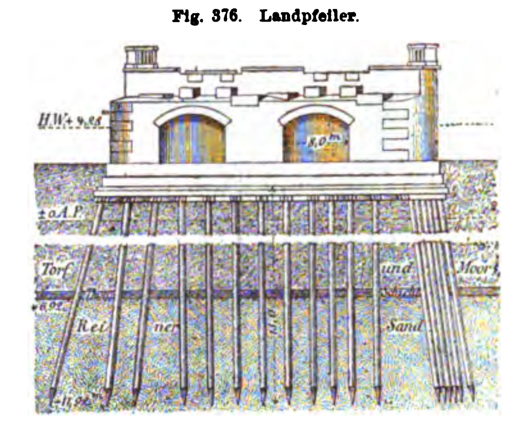
Bei dem Kopfende der Kai-Anlage, wo nur die starke äussere Mauer vorhanden ist und sich zu solcher Verankerung keine Gelegenheit bot, ist die hintere Rostverbreiterung nach Fig. 375 sogar auf ca. 10 m Breite hergestellt. Die Aussenmauer ist dann in je 7 m Abstand mit vorgerammten eichenen Prellpfählen versehen, um die Schiffe bei Seegang vor Beschädigungen an der Mauer zu schützen. Diese Prellpfähle, welche gleichzeitig zum Festlegen der Seeschiffe dienen, sind mit hinteren schrägen Ankerpfählen durch Ketten verbunden und ihr abgerundeter Kopf ist durch eine Art Haube aus Blech gegen das Eindringen des Regens geschützt. Wie alle niederländischen Staatsbauten, ist auch dieser Uferbau der Stadt Amsterdam im Wege der Submission, einschliesslich Materiallieferung, vergeben worden.

In Fig. 376 bis 379 ist der Pfahlrost eines Landpfeilers der Brücke über die grosse Reglitz dargestellt. Die äusseren Pfahlreihen sind schräg eingerammt und werden die Pfahlköpfe durch angebolzte Doppelzangen zusammengehalten, auf diesen Zangen liegen die Schwellen, welche den Bohlenbelag tragen. Ein Verticalschnitt nach der Linie *A—B* des Grundrisses ist in Fig. 378, ein solcher nach der Linie *C—D* in Fig. 379 gegeben.

Den auf Pfahlrost fundirten Mittelpfeiler einer Reglitz-Brücke zeigen Fig. 380

und 381, wobei Fig. 380 die Seitenansicht des Pfeilers und Fig. 381 zur Hälfte die obere Pfeileraufsicht, zur andern Hälfte den Grundriss des Pfahlrostes giebt. Der Pfeiler hat 2 überwölbte Aussparungen, doch laufen die Langschwellen des Rostes ununterbrochen durch die ganze Länge des Pfeilers. Die Oberkante des Bohlenbelages liegt in der Höhe des Niedrigwasserstandes.

Fig. 376. Landpfeiler.



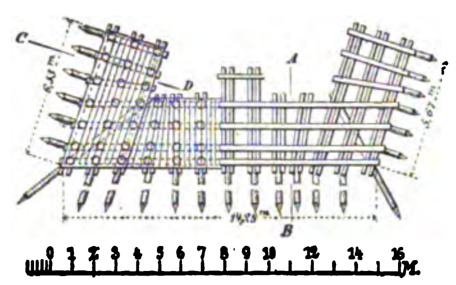


Fig. 377. Grundriss.

Den auf Pfählen gegründeten Drehpfeiler der Themse-Brücke bei Neu-London (Connecticut) zeigt Fig. 382. Diese zweigleisige Brücke hat 2 Oeffnungen von je 45,74^{m}, mit oben liegender Fahrbahn, und 2 Oeffnungen von je 94,45^{m} Weite mit tief liegender Fahrbahn, ferner eine Drehbrücke über 2 Oeffnungen von zusammen 153,3^{m} *(Engineering 1891, I. S. 428, 434, 550 u. 556).* Besonderes Interesse gewährt die Fundirung dieser Brücke, womit man bis zu 40^{m} unter Niedrigwasser hinab gehen musste, da der tragfähige Baugrund erst in 36 bis 40^{m} unter Niedrigwasser vorkam. Luftdruckgründung erschien bei so grosser Tiefe nicht anwendbar, und nach reiflicher Ueberlegung entschied man sich für Schwimmpfeiler auf Pfählen. Offenbar wären hier eiserne Senkbrunnen mit Excavatoren-Baggerung am einfachsten und billigsten gewesen. Hier musste man die Pfähle auf 30 bis 40^{m} unter Niedrigwasser schlagen, sie 14 bis 18^{m} unter Niedrigwasser

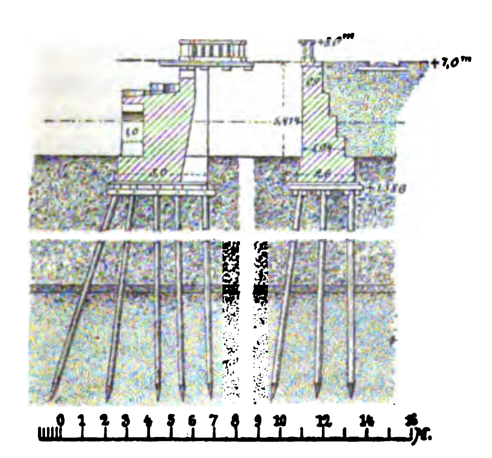


Fig. 378. Schnitt nach *A—B*. Fig. 379. Schnitt nach *C—D*.

Fig. 380. Mittelpfeiler.

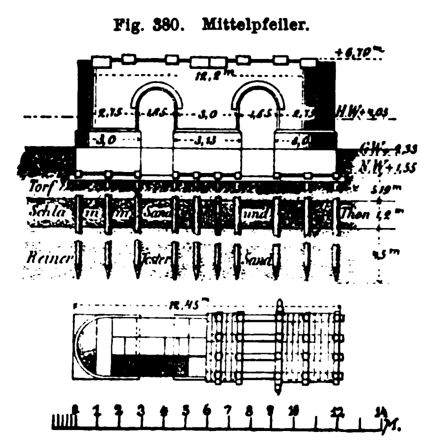


Fig. 381. Grundriss.

abschneiden und für die Aufnahme der Schwimmpfeiler vorbereiten. Auch musste man dafür sorgen, dass die Pfähle wie ein Ganzes wirkten, da sie auf so grosser Länge im Schlamm stehen. Man versenkte daher durch Steinbelastung einen aus

Balken gebildeten Rahmen in den Schlamm, der entsprechende Querwände aus Balken hat, zwischen welche die Pfahlgruppen eingeschlagen sind. Vor dem Versenken des Kastens wurde der Baugrund durch Baggern vorbereitet. Die Kasten haben ringsum 2 Wände in 2,44^{m} Abstand; in diesem Zwischenraum wurde die Steinbelastung eingebracht. Die 26 bis 29^{m} langen Pfähle haben am Zopfende 23^{cm} Dicke. Der in Fig. 382 dargestellte Drehpfeiler dieser Brücke steht auf 640 Pfählen, welche 9 bis 12^{m} unter Wasser gerammt werden mussten. Grosse Schwierigkeiten machte das Abschneiden der Pfähle in dieser bedeutenden Tiefe unter dem Wasserspiegel; hierbei musste man die Hilfe der Taucher in Anspruch nehmen. Bei später ausgeführten Pfeilern schnitt man jede Pfahlreihe sofort nach dem Einrammen ab, wodurch die Arbeit bedeutend erleichtert wurde. Die Schwimmkasten, worin die Pfeiler in freier Luft aufgemauert sind, bestehen aus kreuzweise gelegten Balken. Die Seitenwände dieser Kasten wurden gelöst und abgenommen, als das Mauerwerk über Hochwasser aufgeführt war. Sodann setzten sich die Kastenböden mit dem Pfeiler nach und nach auf die Grundpfähle. Die Stärke der Schwimmkastenböden betrug bei den verschiedenen Pfeilern bezw. 7,2^{m}, 4,55^{m} und 2,9^{m}. Aus Fig. 382 ist der stärkste Boden ersichtlich. Der Drehpfeiler-Schwimmkasten war 15,2^{m} im Quadrat gross und 15,2^{m} tief. Für die beiden anderen, tief zu gründenden Pfeiler hatten die Schwimmkasten 9,1$^{m}\times$18,3^{m} im Grundriss und 18^{m} bezw. 13,5^{m} Tiefe. Die Gesammtkosten der Brücke betrugen 2805000 *M*.

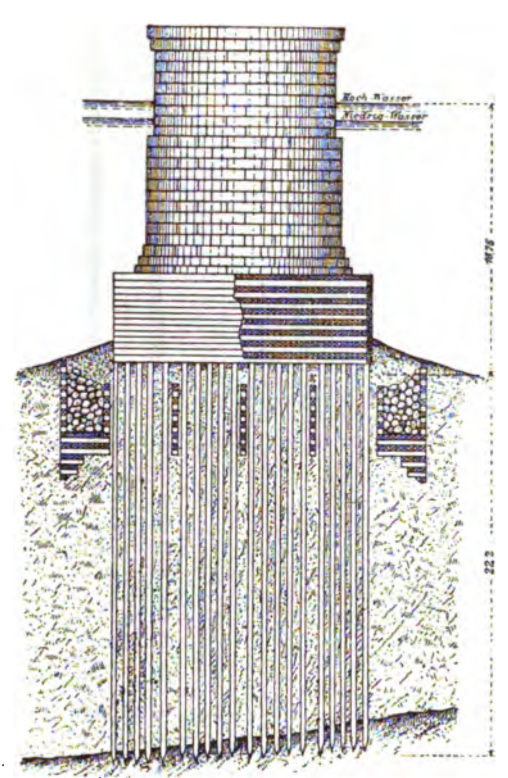


Fig. 382. Drehpfeiler auf Pfählen.

Der in Fig. 383 im Verticalschnitte dargestellte Schornstein von 78,33^{m} Höhe ist für die Centralstation der Narrangasett-Elektric Lighting Co. zu Providence (Rhode Island) erbaut worden, und der Untergrund erforderte eine Pfahlrostgründung *(Zeitschr. des österr. Ing.- und Archit.-Vereines 1892, S. 451)*. Das Fundament ist ein Quadrat von 14,63^{m} Seite und umfasst 529 Pfähle von 28^{cm} Durchmesser und 14,63^{m} Länge. Die Pfähle sind 1,52^{m} unter der Grundwasserlinie abgeschnitten, diese liegt 96^{cm} unter dem Parterre-Fussboden. Umschlossen ist der Pfahlrost von einer 7,7^{cm} dicken Spundwand, welche über die Pfahlköpfe emporragt. Diese stecken in einem Betonbett, das über ihnen noch 2,06^{m} stark ist; darauf ruht noch ein 43^{cm} starkes, ein Quadrat von 10,97^{m} Seite bildendes Ziegelmauerwerk. Ueber diesem Fundamente beginnt nun der Schornstein als Quadrat mit 8,69^{m} langer Seite. Bei 30,48^{m} Höhe misst seine äussere Weite 7,27^{m} und bei 60,96^{m} Höhe 5,82^{m}. Der quadratische Aufbau reicht bis zur Höhe von 10,67^{m}, wo ein 2,44^{m} hoher Uebergang aus Granitquadern zum 8eckigen Grundriss beginnt. Fig. 384 zeigt den Querschnitt bei *A* in einer Höhe von 6,1^{m}, Fig. 385 jenen bei *B*; die hieraus ersichtliche 3wandige Eintheilung der Schornstein-

mauern ist nur bis auf die Höhe von 24,38^{m} durchgeführt. Dort laufen die äussere und mittlere Mauer in eine zusammen, und die Eintheilung ist von da ab nur noch doppelwandig. Das Mauerwerk des quadratischen Aufbaues ist bei den Höhen von 3,05 und 9,14^{m} durch je 8 Anker von 8,08^{m} Länge und 32^{mm} Stärke ausgesteift. Zum Besteigen des Schornsteines sind 32^{mm} starke Steigeisen vorgesehen; im quadratischen Theile sind 2 solche Leitern, im 8eckigen Aufbaue aber nur eine angeordnet. 3,35^{m} über der Fussbodenlinie mündet ein Haupt-Rauchcanal von 3,05^{m} bei 5,49^{m}. Das Innere des Schornsteins ist cylindrisch, von 4,27^{m} lichtem Durchm. und 41^{cm} Wandstärke, die bis auf 22,86^{m} Höhe beibehalten bleibt. Diesen Mantel umgiebt in einem Abstande von 15^{cm} ein im Grundriss 8eckiges, 30^{cm} starkes Mauerwerk, was 24,38^{m} hoch reicht und von der quadratischen, 62^{cm} starken Aussenmauer umschlossen ist. Die Abstützung dieser 3 Mauern gegen einander erfolgt durch 8 Pfeiler von 30^{cm} Dicke, die bis zu 24,38^{m} Höhe aufsteigen. Von 22,86^{m} bis 57,91^{m} Höhe ist der innere Cylinder blos 30^{cm} stark, von da ab nur 20^{cm}, und verjüngt sich auf 4,19^{m} Lichtweite. Das 8eckige Mauerwerk besitzt 6 seitliche, bei 15,24^{m} Höhe beginnende und sodann in Abständen von 6,1^{m} über einander folgende Einspannungen aus 10^{cm} breiten und 1,3^{cm} dicken Flacheisen. Von dem Vereinigungspunkte der beiden äussern Mauern an nimmt die Mauerstärke bis zur Höhe von 45,72^{m} auf 51^{cm} gleichmässig ab; von da an beträgt sie 41^{cm}, von 60,96^{m} an blos 30^{cm}. Die Profilirung des Schornsteinkopfes ist aus Fig. 383 ersichtlich. Ein Fahrloch von 46^{cm} Weite führt durch ihn bis in den innern Mauercylinder hinab.

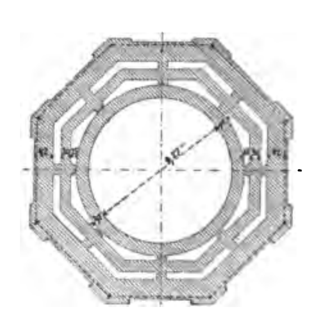


Fig. 385. Horizontalschnitt bei *B*.

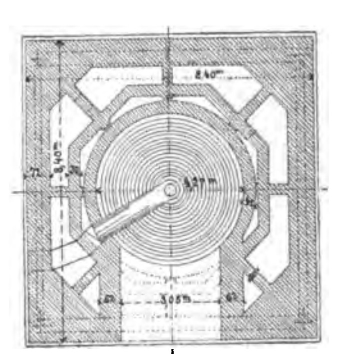


Fig. 384. Horizontalschnitt bei *A*.

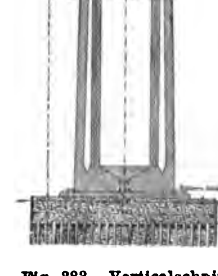


Fig. 383. Verticalschnitt.

Zum Bau dieses Schornsteins wurden 1 332 920 Ziegel, 695 Fässer Kalk, 1072 Fässer Cement, 100 Fässer spanische Kreide und 3858 Fässer Sand verbraucht. Weiter waren 9979^{kg} Gusseisen für die Abdeckplatte; für Verankerungen 3272^{kg} Guss- und Schmiedeeisen, an Leitungsdraht und Messingguss 284^{kg}, an Kupferbolzen 113^{kg} erforderlich. Entworfen und ausgeführt ist der Schornstein von Remington & Henthorn. Das Fundament wird nicht allein durch die grosse Last des Schornsteins, sondern auch noch durch den bedeutenden Winddruck belastet.

Holzroste werden auch zuweilen zur Befestigung der Böschungspflaster angewendet. Ein solcher Holzrost, wie er an der Frutz, einem Seitenfluss des Rheines mit 1 bis $1^{1}/_{2}$ % Gefälle, zur Anwendung gelangt, ist in Fig. 386 bis 388 dargestellt. Damit das Bruchsteinpflaster, was in dem Rostvorsprunge allenfalls nicht gut verkeilt

sein könnte, nicht herausfällt, ist es nach Oberingenieur Ph. Krapf zweckmässig, im Grunde eine kleine Faschinenlage auszubreiten. Zu erwähnen ist auch, dass sich in gewissen Fällen als Uferschutz auch Bollwerke aus I-Eisen und Monierplatten gut bewährt haben. In der Unterwasserstrasse zu Berlin hat man im Jahre 1890 am linken Ufer des Kupfergrabens solche Bollwerke hergestellt. Zwischen Spundwänden, welche längs des Ufers geschlagen sind, ist Beton geschüttet, in welchem in 1^{m} Abstand I-Eisen mit einer Neigung von 1:18 aufgestellt sind. Bis zur Erhärtung des Betons müssen die I-Eisen durch Steifen und Spreizen in der richtigen Stellung erhalten bleiben. Hinter den Vorderflanschen der Profileisen wurden Monierplatten von 5--6^{cm} Dicke eingeschoben, welche, mit Falzen versehen, nur eine sehr dünne Cementfuge nöthig hatten, um den Strassenkörper wasserdicht vom Kupfergraben zu trennen. Die einzelnen I-Eisen wurden durch eiserne Erdanker von 3 bis 5^{cm} Durchmesser mit einem rückwärts gelegenen Betonkörper, in den die Anker, welche durch eine dicke Cementummantelung gegen Rost geschützt sind, fest eingegossen wurden, verbunden. Die hintern Theile der Profileisen sind mit einem Drahtgewebe umflochten und durch eine hinreichend starke Cementhülle vor dem Verrosten bewahrt. Ein starkes Eisenblech verbindet die Profileisen der Länge nach zu einem Ganzen, dient also als Längenverband des Bollwerks.

Fig. 386.

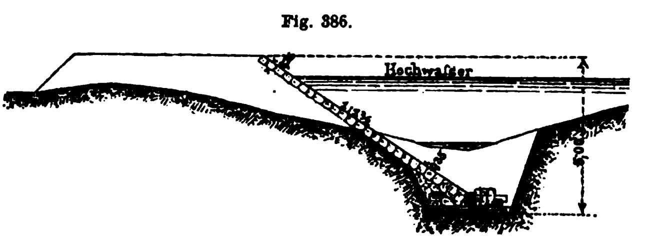
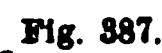


Fig. 387.



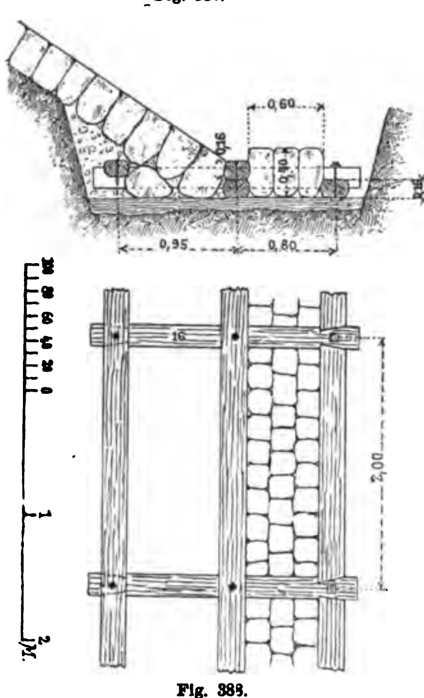


Fig. 388.

Fig. 389 zeigt einen auf Pfahlrost gegründeten Schiffsstapel und Fig. 390 giebt ein Bild von der Gebrüder Sachsenberg gehörigen Schiffswerfte zu Rosslau a. d. Elbe.

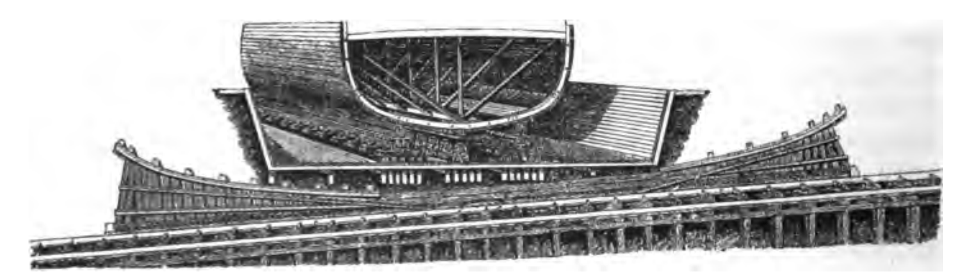


Fig. 389. Anlage eines Schiffsstapels.

Ein schlimmer Feind des Holzes im Seewasser sind die Bohrwürmer *(teredo navalis* und *limnoria terebrans)*, worüber im Hafen von San Francisko vielfache Er-

fahrungen gesammelt sind *(The Engineer 1874, October, S. 306)*. Der Teredo navalis geht bis nahe über der Sohle und nicht über Niedrigwasser, er bohrt sich aber innen im Holze bis 72 ^{cm} unter die Sohle und bis 56 ^{cm} über Niedrigwasser. Der Wurm ist beim Eintritt in das Holz etwa $1\,^1/_2{}^{mm}$ dick, sein Kopf besteht aus Muschelkalk und füllt sammt dem gallertartigen Körper die Bohrhöhlung. Der doppelte dünne Schwanz bleibt immer dem Eingange nahe, wahrscheinlich um die Verbindung mit dem Seewasser herzustellen. Mit der Zeit erreicht der Wurm bis zu 20 ^{mm} Dicke und 1,06 ^{m} Länge; Aeste und die schon vorhandenen Höhlen vermeidet er. Der aus Ostindien stammende Teredo navalis hat im Jahre 1780 in Amsterdam einen Schaden von vielen Millionen angerichtet und sich in neuerer Zeit auch an der Ostseeküste heimisch gemacht. Mehrere Pfähle, die bei Warnemünde im Strom gestanden hatten, waren von dem Bohrwurm arg beschädigt, ebenso war Eichenholz an einem Vorhelling des Kieler Hafens nach kaum 2jährigem Stande im Wasser vom Bohrwurm beinahe

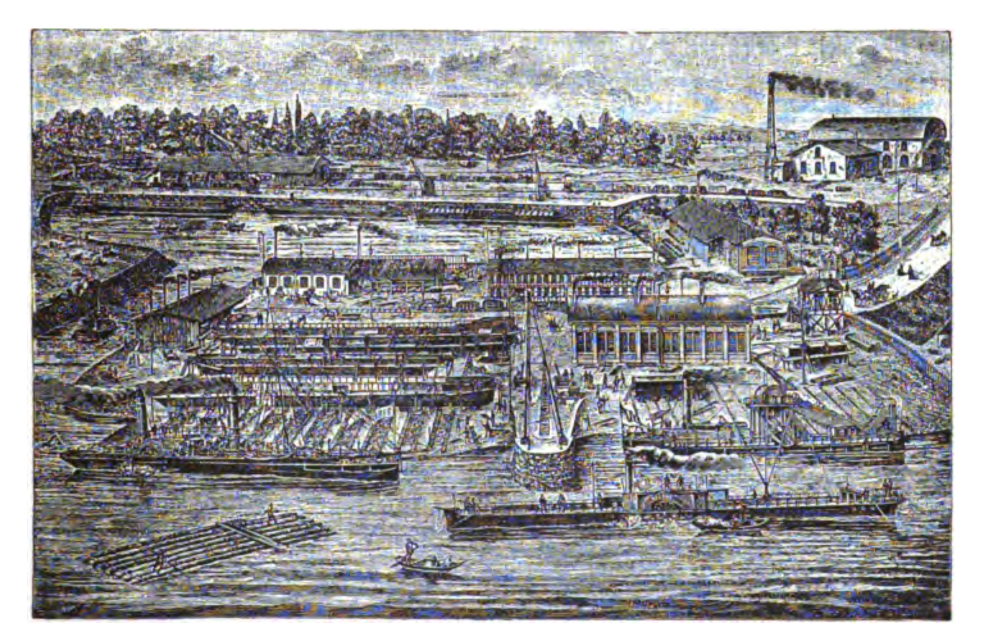


Fig. 390. Schiffswerfte in Rosslau an der Elbe.

vollständig zerstört *(Deutsche Bauzeitung 1875, S. 301 und 1876, S. 490)*. Auch in der Nordsee ist der Bohrwurm vorgekommen, denn an dem Eichenholz der Schleusenthore in Wilhelmshafen hat er nicht geringe Zerstörungen bewirkt. Die Limnoria terebrans ist etwa 5 ^{mm} lang und hat am Kopfe ein paar Kinnbacken zum Bohren. Dieser Krebs tritt in das Holz bis zur Sohle und bis zur Hochwasserlinie, geht aber auch weiter in den Bohrlöchern des Teredo navalis (vergl. Seite 183). Das einzige Mittel gegen diese Bohrwürmer soll darin bestehen, die Pfähle bis 0,3 ^{m} unter die Sohle und bis zur höchsten Hochwasserlinie mit Kupferblech dicht zu beschlagen.

Holz, welches unmittelbar mit fliessendem Wasser in Berührung steht, wird nach vielfachen Erfahrungen an seiner Oberfläche mit der Zeit stark angegriffen und scheint sich vollständig aufzulösen, denn vortretende Pfähle und Zapfen zeigten nach mehreren Jahrzehnten bedeutend geringere Dimensionen, als sie ursprünglich hatten.

§ 22. Tragfähigkeit der Rostpfähle.

Bei allen wichtigeren Bauwerken muss man durch Belastung von Probepfählen sich Gewissheit von deren Tragfähigkeit verschaffen, da die Ergebnisse der theoretischen Formeln zu unsicher sind. Auf den bei umfangreichen Bauwerken an verschiedenen Stellen zu schlagenden Probepfählen muss die Belastung während längerer Zeit ruhen; dies ist namentlich bei Thonboden nothwendig. Pfähle, die mit den Spitzen auf festem Fels stehen, dürfen so stark belastet werden, wie es die Knickfestigkeit des Stammes gestattet. Steht der Pfahl seiner ganzen Länge nach in nachgiebigem Boden, mit seinen Spitzen aber auf hartem Fels, in den die Spitzen nur wenig eingetrieben sind, so kann seine Tragfähigkeit dadurch bedeutend vergrössert werden, dass man ihn von allen Seiten durch Strebepfähle gegen seitliches Ausweichen oder Einknicken sichert. Perronet spricht die Ansicht aus, dass man einen auf Fels stehenden Pfahl von 20 bis 24^{cm} Dicke nur mit 25000^{kg}, und einen solchen von 32^{cm} Stärke nur mit 50000^{kg} belasten darf.

Nach Brix, dessen Formeln in Deutschland wohl am meisten angewendet werden, ermittelt man die Tragfähigkeit eines Pfahles, wenn auf die Zusammenpressung des Holzes keine Rücksicht genommen wird, wie folgt: Es bezeichne:

Q das Gewicht des Rammbärs, q das Gewicht des Pfahles in Kilogrammen,
h die Fallhöhe des Bärs in Millimetern,
m einen Sicherheitscoefficienten, der nach Eitelwein $= 4$ ist,
P die grösste Belastung in Kilogr., welche der Pfahl noch tragen kann, ohne tiefer einzusinken,
$p = P/m$ die zulässige Belastung in Kilogr.,
e die Tiefe in Millim., um welche der Pfahl beim letzten Schlage noch eindringen darf, wenn er p mit Sicherheit tragen soll,
n die Anzahl der Schläge, und
T die ganze Tiefe in Millim., um welche der Pfahl eingedrungen ist, so hat man:

$$P = \frac{h Q^2 q}{e (Q+q)^2}; \quad p = \frac{1}{m} \frac{h Q^2 q}{e (Q+q)^2}; \quad e = \frac{1}{m} \frac{h Q^2 q}{p (Q+q)^2};$$

$$n = \frac{m p\, T (Q+q)^2}{p Q^2 q}; \text{ und } T = \frac{1}{m} \frac{n h Q^2 q}{p (Q+q)^2}.$$

Bezeichnet noch:

E den Elasticitätsmodul des Holzes, bezogen auf Quadratmillim.,
a den Querschnitt des Pfahles in Quadratmillim.,
l die Länge des Pfahls in Millim., so ist nach Weissbach, unter Berücksichtigung der Zusammenpressung des Holzes:

$$P = -\frac{a E e}{l} + \sqrt{\frac{2 Q h a E}{l} + \left(\frac{a E e}{l}\right)^2}; \text{ oder nach Redtenbacher:}$$

$$P = -\frac{a E e}{l} + \sqrt{\frac{2 Q^2 h a E}{l (Q+q)} + \left(\frac{a E e}{l}\right)^2}.$$

Beim Bau der Berliner Stadtbahn prüfte Wex die Weissbach'sche Formel *(Zeitschr. für Bauwesen 1880, S. 267)*, wobei die Versuchspfähle in losem Sande geschlagen waren. Auf 8 bis 9^{m} langen, ganz eingerammten Pfählen bewirkte die Last P, die nach einigen Stunden wieder abgenommen wurde, ein Sinken des Pfahles, welches erst aufhörte, wenn die Last P etwa 10 bis 15mal aufgebracht war. Bei einer gesammten Dauer der Belastung von 60 bis 80 Stunden betrug

das Sinken bei keinem der Probepfähle mehr als 23^{mm}. Pfähle, die nur auf 3 bis 4^{m} eingerammt waren, zeigten ein tiefes Einsinken in den Boden, wenn man das der Formel entsprechende *P* aufbrachte, und für diese Fälle zeigte sich die Formel ganz unbrauchbar.

Die Amerikaner benutzen einfache empirische Formeln, wovon namentlich die Seite 7 gegebene Formel von A. Wellington zu empfehlen ist.

Bei einigen ausgeführten Bauwerken ist die Belastung der Rostpfähle nachstehend angegeben:

Im Junction-Dock zu Hull sind einzelne Pfähle mit 30000^{kg} belastet; diese wurden so lange eingerammt, bis sie durch 30 Schläge eines 650^{kg} schweren Rammbärs mit 1,83^{m} Fallhöhe nur noch 38^{mm} tief eindrangen.

Bei der 1857 vollendeten steuerfreien Niederlage in Harburg bestand der Baugrund sehr tief aus feinem Triebsande, der an einzelnen Stellen mit Moor vermischt war. Die Pfähle hatten einen mittleren Durchmesser von 30 bis 33^{cm} und eine Länge von 2,7^{m} bis 8,8^{m}; die mittlere Einrammungstiefe betrug 4,4^{m}. Man verwendete Kunstrammen mit ca. 7^{m} Fallhöhe, bei einem Bärgewichte von 500 bis 700^{kg}; hierbei betrug das stärkste Eindringen, welches beim letzten Schlage noch für zulässig gehalten wurde, ca. 35^{mm}; das geringste Eindringen bei den kürzeren Pfählen in festerem Boden, welche Pfähle nicht über 2,7^{m} lang sein sollten, betrug beim letzten Schlage 12^{mm}. Die Belastung, welche jeder einzelne Pfahl hier im ungünstigsten Falle aufzunehmen hat, schwankt zwischen 12000 und 21000^{kg}.

In Berlin wurden bei einem Bau, wo der Baugrund aus lockerem aber sehr sandigem aufgeschwemmten Boden bestand, die 12,5^{m} langen Rostpfähle so weit eingetrieben, bis sie in der Hitze von 20 Schlägen mit einem 1,57^{m} hoch gehobenen Rammklotze von 825^{kg} nur 9^{mm} tief eindrangen, dennoch gab sich unter einer Last von 21680^{kg} ein Sinken zu erkennen.

Bei der Brücke bei Neuilly sind die in Kiesboden und mit den Spitzen auf Fels stehenden 31^{cm} starken Rostpfähle je mit 52800^{kg} belastet.

Unter einer Brücke bei Orleans sind die Pfähle je mit 52500^{kg} belastet; ein Pfeiler dieser Brücke setzte sich um 26^{cm}.

Eine Brücke bei Tours stürzte ein, weil die Pfähle je 76900^{kg} zu tragen hatten.

Unter der Weichselbrücke bei Graudenz erhalten die Pfähle eine Maximallast von je 39750^{kg}.

In dem weichen holländischen Baugrunde werden die Pfähle meistens geringer belastet; so trägt der einzelne Rostpfahl der Schleusenbauten am nordholländischen Canale nur 12500^{kg}, und doch waren die Mauern im Trockendock am Helder theilweise stark gesunken. Bei anderen dortigen Schleusen stehen die Pfähle so dicht nebeneinander, dass jeder Pfahl nur 10000, ja selbst nur 5500^{kg} Belastung erhält. Ein Pfahl trägt unter der Entwässerungsschleuse bei Katwyk 8250^{kg}, unter der Kaimauer auf Feyenoord bei Rotterdam höchstens 8110^{kg}.

§ 23. Fundirungen auf Schraubenpfählen und eisernen Scheiben-Pfählen.

Im Jahre 1838 liess sich A. Mitchell in England ein Patent darauf geben, Pfähle mittelst einer am Fusse derselben befindlichen eisernen Schraube in den Boden einzuschrauben, obgleich diese Idee schon viel früher angeregt worden war. Die Schraube, welche die vom Pfahl aufzunehmende Last auf den Boden überträgt, bildet nur einen einzigen Schraubengang bis zu 1,5^{m} Durchmesser. Die Steigung dieses

Schraubenganges darf nicht zu gross sein und muss der Bodenbeschaffenheit angepasst werden, weil sonst das Eindringen des Pfahles zu viel Kraft beansprucht. Der erste Versuch, Gebäude auf Schraubenpfähle zu gründen, wurde im Jahre 1837 bei der Fundirung des Leuchtthurmes auf Maplin-Sand vor der Themsemündung gemacht. Der Thurm ist im Grundrisse 8eckig und ruht auf 9 schmiedeeisernen Pfählen von 12,7^{cm} Schaftdurchmesser und 7,92^{m} Länge. Acht dieser Pfähle stehen unter den 8 Ecken des Thurmes und der neunte steht in der Mitte desselben. Jeder Pfahl hat am untern Ende eine gusseiserne Schraube von 1,22^{m} Durchmesser. Sämmtliche Pfähle wurden in 9 Tagen in die Sandbank bis auf 6,7^{m} Tiefe eingeschraubt.

Später wendeten die Ingenieure Stephenson, Brunel, Cubitt etc. die Schraubenpfähle auch beim Fundiren der Brücken an, und es erfolgt nach deren Angaben die Gründung mit Leichtigkeit und Sicherheit in rascher Weise. Das Einschrauben der auch vielfach hohl hergestellten eisernen Pfähle geschieht meistens durch Umdrehen eines mit dem Pfahl fest verbundenen Rades von grossem Durchmesser, wobei nur für richtige Führung gesorgt werden muss, dann können diese Pfähle auch leicht in jede beliebig geneigte Lage eingesetzt werden. Diese Erdschrauben dienen auch vielfach zu Grundpfählen für Seesignale, zur Befestigung der Bojen-Ketten in den Häfen etc. Beim Bau einer Eisenbahnbrücke über den Festungsgraben bei Königsberg *(Zeitschr. für Bauwesen 1866, S. 473)* bestand der Baugrund bis zu sehr grosser Tiefe aus weicher Moorerde; in diesen Boden wurden hohle gusseiserne Schraubenpfähle von 80^{cm} Durchmesser und 4^{cm} Wandstärke 6,9^{m} tief eingeschraubt. Diese Röhre war in Stücken von 1,9^{m} bis 2,5^{m} Länge hergestellt, die mittelst Flanschen und Schraubenbolzen mit einander verbunden wurden. Der tragende Schraubengang hatte eine Steigung von 26^{cm}, einen Durchmesser von 1,57^{m} und jeder Pfahl ist mit 40000^{kg} belastet. Stehen die Schraubenpfähle in strömendem Wasser, so muss dafür gesorgt werden, dass keine Unterspülungen vorkommen können. Für hölzerne Pfähle eiserne Schraubenschuhe anzuwenden, hat sich nicht bewährt.

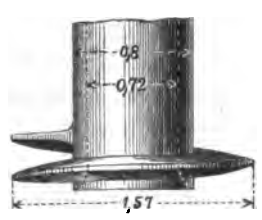


Fig. 391.

Fig. 391 zeigt das untere Ende der beim Bau der oben erwähnten Eisenbahnbrücke bei Königsberg angewendeten Schraubenpfähle, deren Schraube 26^{cm} Steigung hat. Die Stärke des Schraubenganges ist an der Röhre = 10^{cm}, am äussern Rande = 5^{cm}. Das Rad, welches zum Einschrauben der Pfähle in den Boden diente, ist in Fig. 392 zum Theil in der obern Ansicht dargestellt. Die Nabe desselben bestand aus 2 Blechplatten von 13^{mm} Stärke, welche durch aufgenietete Winkeleisen zu Scheiben von 1,88^{m} Durchmesser verbunden waren. Diese beiden Scheiben hatten 16^{cm} Abstand über einander, wobei der Zwischenraum mit hartem Holze, sowie mit 4 Stück geschmiedeten Keilhaltern ausgefüllt und durch etwa 150 Schraubenbolzen zu einem Ganzen vereinigt war. Mit dem einzuschraubenden Pfahl wurde die Nabe durch die in den Stücken *c* steckenden Keile, welche in entsprechende Nuten des Pfahles eingriffen, fest verbunden, während noch 2 andere nur gegen die Wandung der Röhre drückende Keile das Hinabgleiten der Nabe verhinderten. In der Nabe steckten 8 Arme *b* aus Eichenholz, deren Enden die gusseisernen Hülsen *a*

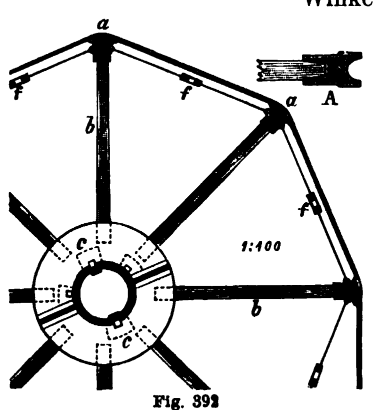


Fig. 392

aufnahmen, welche bei *A* im Querschnitte dargestellt sind. Diese Hülsen *a* hatten an beiden Seiten angegossene Lappen, worin 2,5 cm starke Zugstangen eingriffen, welche durch Drehung der Kuppelungen *f* mit linkem und rechtem Gewinde gespannt werden konnten, so dass die 8 Arme unter sich mittelst dieser Zugstangen verbunden sind. Um das Rad wurden dann in gleicher Richtung 2 Seile oder Ketten geschlungen und deren Enden durch sich gegenüber stehende Erdwinden angezogen, wodurch der Pfahl sich um seine Axe drehen und somit die Schraube in den Boden eindringen musste. Natürlich musste hierbei der Pfahl in dem Lager eines festen Gerüstes geführt werden, damit er die lothrechte Stellung oder die gewünschte Neigung beständig beibehielt.

Das Einschrauben dieser Pfähle auf grössere Tiefen hat mannigfache Schwierigkeiten, namentlich dann, wenn in einem festeren Grunde sich grössere Steine vorfinden, welche leicht das Abbrechen des Schraubenganges veranlassen.

Bei den Festungsbauten zu Antwerpen soll sich der in Fig. 393 im Verticalschnitte dargestellte Schraubenpfahl recht gut bewährt haben. Derselbe hat ausser dem äusseren Schraubengange noch im Innern der unten offenen Röhre ein zweites Gewinde von der doppelten Steigung des äusseren Ganges *(Zeitschr. für Bauwesen 1871, S. 404)*.

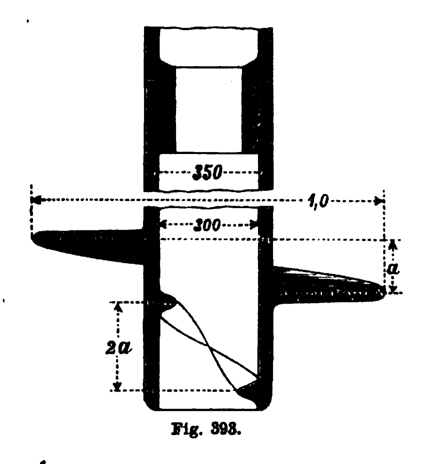


Fig. 393.

Während der äussere Schraubengang, der an der äussern Peripherie 2 cm und an der Röhre 5,5 cm Stärke hat, hauptsächlich die tragende Fläche bildet, dient das innere Gewinde namentlich zum Heben des Bodens in der Röhre; dieser Gang tritt 5 cm im Innern der Röhre vor und hat eine grösste Höhe von 4 cm. Die Verbindung der Röhrenstücke erfolgte durch Verschraubung, was jedenfalls zweckmässiger ist, als die Flanschverbindung, weil so die Röhre eine ganz glatte Aussenfläche hat und daher leicht in den Boden eindringt.

Die Landungsbrücke bei Lewes in den Vereinigten Staaten wurde ganz auf Schraubenpfählen fundirt *(Deutsche Bauzeitung 1874, S. 196)*. Fig. 394 zeigt diese Schrauben im Grundrisse und Fig. 395 in der Ansicht; dieselben nähern sich an der Peripherie einer archmedischen Spirale und bestehen aus 2 Schraubengängen mit halbem Umgange. Der grösste Durchmesser der Schraubengänge beträgt 76 cm, die Steigung 26 cm. Die Pfähle selbst bestehen aus Walzeisen von 13 bis 21 cm Durchmesser, je nach ihrer Länge, und greifen mit einem 30 cm langen 6eckig geschmiedeten Ansatz in die aus Gusseisen bestehende Schraubenhülse ein, worin sie noch mit einem quer durchgebohrten Stifte befestigt sind. Als Drehvorrichtung der Pfähle diente ein

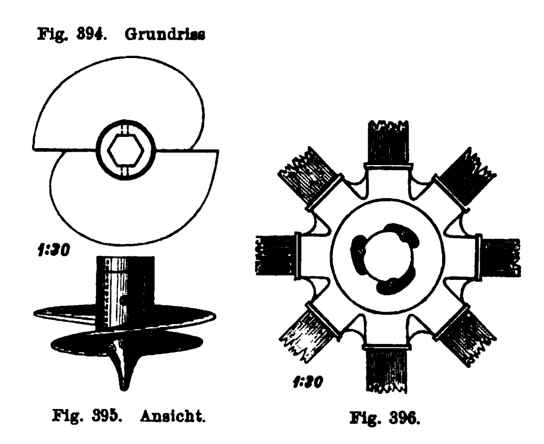


Fig. 394. Grundriss

Fig. 395. Ansicht. Fig. 396.

4,27 m im Durchmesser haltendes horizontales Rad mit 8 hölzernen Armen, dessen Nabe Fig. 396 im Grundrisse zeigt. Hierbei bewirken 3 Stahlstifte von 15 cm Länge und 2,5 cm Durchmesser das Mitnehmen des Pfahles bei Drehung des Rades, indem sich

nämlich die Stifte in 3 Ausschnitte der Nabe stellen, die nach der einen Seite hin enger werden, so dass das umdrehende Rad die Stifte sehr fest an den runden Pfahl presst und dadurch denselben mit umdreht.

Das Einschrauben der Pfähle in den aus grobem Kies bestehenden festen Baugrund fand solchen Widerstand, dass bei den ersten beiden Jochen 20 Mann und 4 Maulesel in Thätigkeit sein mussten, um die Schrauben 2,44^m tief hinab zu bringen, wobei noch 3 Schraubenflanschen abbrachen, bevor sie 2,13^m Tiefe erreicht hatten. Zur Ermässigung der Reibung zwischen den Schraubengängen und dem Baugrunde pumpte man anfänglich beim Einschrauben Wasser unter die Schraubengänge, wodurch natürlich kein günstiges Resultat erzielt wurde. Erst nach Besichtigung der abgebrochenen Schraubenflanschen, deren obere Schraubenflächen blank geschliffen waren, kam man darauf, den Wasserstrahl auf die oberen Schraubenflächen zu leiten, wodurch nach angestellten dynamometrischen Versuchen eine Reibungsverminderung von ca. 93 % eintrat. Die hierbei benutzte gewöhnliche Druckpumpe wurde von 4 Mann bedient und drückte das Wasser durch einen Gummischlauch in 2 Gasröhren von 2,5^{cm} Weite, die das Wasser ziemlich gleichmässig auf die Schraubenflanschen strömen

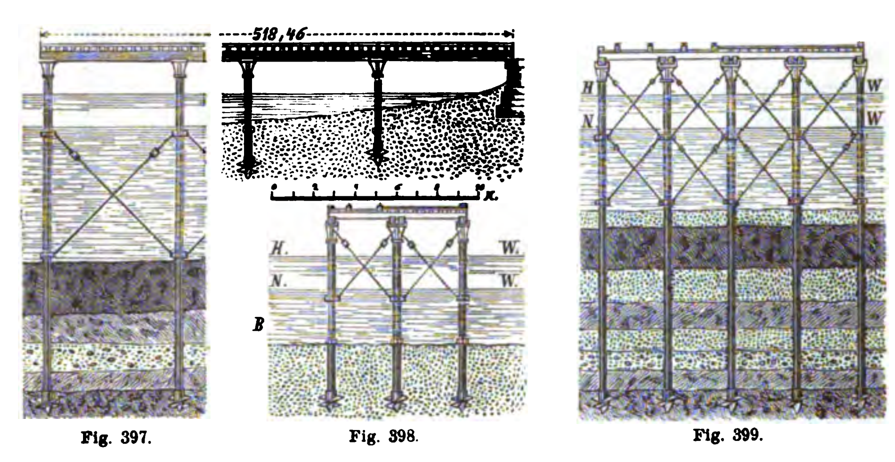


Fig. 397. Fig. 398. Fig. 399.

liessen. Die grösste Leistung, welche während des Baues beim Einschrauben erreicht wurde, bestand darin, dass man 4 von den kürzeren Pfählen in einem Tage, zu 8 Arbeitsstunden, und 6 von den längsten Pfählen in 5 Tagen einschraubte.

Die Landungsbrücke hat eine Gesammtlänge von 518,46^m und auf 352,04^m Länge vom Ufer ab eine Breite von 6,7^m, der übrige Theil der Brücke von 166,42^m Länge hat eine Breite von 13,1^m. Je zur Hälfte der Breite ist die Brücke für Eisenbahn- und für Wagenverkehr eingerichtet; in ihrer ganzen Länge wird die Brückenbahn durch 89 Joche unterstützt, wonach der Abstand der Joche 6,4^m beträgt. Fig. 397 zeigt die Seitenansicht von den Endfeldern der Brücke, woraus ersichtlich ist, dass der Baugrund weiter ins Meer hinein sich durch Schichten von Schlamm und Mergel verschlechterte; durch Bohrungen hatte man erst in 12,8^m Tiefe unter Niedrigwasser eine fast horizontale Geröllschicht gefunden, welche die Schraubenpfähle zu tragen vermochte. Die Piloten mussten daher vom 1. bis zum 55. Joche, wo der breitere Theil der Brücke anfängt, von 4,87^m Länge und 13^{cm} Durchmesser auf 9^m Länge und 14,4^{cm} Durchmesser wachsen, von hier bis zum 57. Joche erhielten sie 10,21^m Länge bei 15,5^{cm} Durchmesser; sie sind durchschnittlich bis auf 3,05^m Tiefe eingeschraubt. Vom 57. bis 81. Joche erhielten die Pfähle, aus einem Stücke gewalzt, eine Länge von 16,46^m bei 21^{cm} Durchmesser.

Ein Querschnitt durch den schmalen Theil der Brücke ist in Fig. 398, ein Querschnitt durch den breiten Theil in Fig. 399 dargestellt. Die Längen- und Querverbindung der Schraubenpfähle ist durch Zugstangenkreuze bewirkt, welche in Klemmbänder eingreifen, von denen die Pfähle umfasst werden. Diese Klemmbänder sind in Fig. 400 und 401 im Grundrisse und in der Seitenansicht gezeichnet, und zwar ist in Fig. 400 bei *a* ein solches mit einer Zugstange, bei *b* ein solches mit 2 Zugstangen und in Fig. 401 ein Klemmband mit 4 Zugstangen zur Querverbindung und 2 derselben zur Längenverbindung dargestellt. Die Zugstangen bestehen alle aus 2 Theilen, welche an den Enden je ein rechts- und ein linksgängiges Gewinde haben, so dass die Stangen durch Kupplungen angespannt werden können.

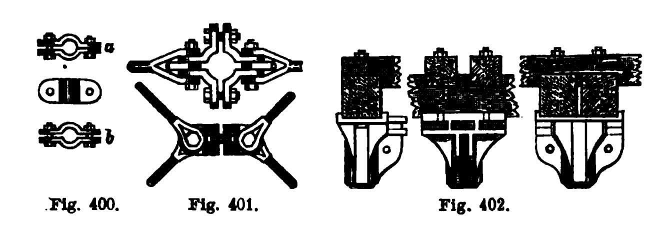


Fig. 400. Fig. 401. Fig. 402.

Am obern Ende sind die Schraubenpfähle cylindrisch abgedreht und mit gusseisernen Köpfen versehen, worauf die Träger der Brückenbahn ruhen. In Fig. 402 ist das Detail dieser Köpfe dargestellt und haben die Längsträger 30^cm Höhe, während die über den Pfählen liegenden Querträger 25,5^cm im Quadrat stark sind. Auf den Querträgern liegen die 20/25^cm starken Langschwellen der Gleise und zwischen diesen 7,5^cm starke Längsbohlen, sowie unter der Strassenbahn 10^cm im Quadrat starke Längsträger mit einem quer darüber genagelten Bohlenbelag.

Beim Einbringen der Pfähle wurde jeder Pfahl vom Ufer aus auf 2 Pontons gerollt und an seinen Standort gefahren; hier fasste die excentrische Zange eines Krahns das Kopfende des Pfahls und hob denselben bis zum Freischwingen. Ein 3,05^m hohes, 6,5^m langes, starkverstrebtes hölzernes Parallelogramm, welches zuvor durch 2 eiserne Klemmbänder an dem rückwärtigen, bereits fertigen Joche befestigt war und an der Vorderkante Klemmbänder zur Aufnahme des Pfahles trug, diente zur Führung der Pfähle. Nachdem ein Pfahl hierin eingeklemmt und langsam auf den Meeresgrund gesenkt war, brachte man denselben mittelst Theodolith und Loth in die richtige Stellung, worauf die Führung durch Diagonalbalken nach rechts und links mit dem rückwärtigen Joche fest verbunden wurde. Nun befestigte man durch 2 starke Schraubenbolzen einen mit kleinen Stahlspitzen versehenen Klemmkragen in passender Höhe auf dem einzuschraubenden Pfahl und liess die Nabe des hölzernen Rades bis auf den Klemmkragen herabgleiten. Sodann wnrde durch ein endloses, stets um das Rad gewundenes Seil, das Rad von 4 Mauleseln in Umdrehung versetzt, wobei man den Führer, der die Maulesel längs des fertigen Theils der Brücke trieb, während des Einschraubens durch Signale leitete.

War eine Reihe von Pfählen eingeschraubt, dann brachte man gleich die gusseisernen Köpfe und die Langschwellen auf, um den auf Rollen laufenden Krahn ein Joch weiter vorschieben zu können. Nur die 16,46^m langen Piloten mussten gleich nach dem Einschrauben unter sich versteift werden, wobei Taucher die unter Wasser anzubringenden Diagonalstangen einlegten und verbolzten. Bei dem Bau der Brücke waren ausser dem Ingenieurlieutenant und dessen Assistenten noch 1 Aufseher, 12 Arbeiter, 5 Zimmerleute, 2 Fuhrleute, 2 Taucher, 1 Anstreicher und 1 Junge beschäftigt. Die ersten 400^m der Brückenlänge haben ca. 225000 Dollars gekostet.

In Rumänien hat eine engl. Gesellschaft 10 grosse Chaussee-Brücken mit Pfeilern bis 15^m Höhe erbaut, wobei die Pfeiler aus Schraubenpfählen bestehen, die aus

ca. 2^m langen gusseisernen Röhrenstücken mit Flanschen und Schraubenbolzen zusammengesetzt waren. Die zu einem Joche gehörenden Röhren sind durch Kreuzverstrebungen verbunden und tragen Längsträger, welche Querträger aufnehmen, worauf die Fahrbahn durch Wellbleche und Kiesbettung hergestellt ist. Im Winter 1870—71 sind diese Brücken zum Theil fortgespült *(Deutsche Bauzeitung 1872, S. 143, 161 u. 191)*, weil die Schraubenpfähle in dem Lehmboden zu wenig tief eingeschraubt waren; auch hätten die Pfähle bei dem leichtbeweglichen Boden der rumänischen Ströme in der Höhe des Strombettes mit einer Steinpackung umgeben werden müssen, damit der Grund in der Nähe der Pfähle gegen Auskolkung gesichert gewesen wäre, da ohnehin Wirbelbildungen durch die Pfähle der Pfeiler begünstigt werden.

Für Schraubenpfähle mit vollem Querschnitte empfiehlt sich ganz besonders die in Fig. 3, Seite 8 gegebene Form der Schraube.

Vor ca. 36 Jahren ist in Portsmouth, Southsee, auf gusseisernen Schraubenpfählen ein Promenade-Pier erbaut, der später bedeutend erweitert wurde. Diese Baulichkeiten enthalten grosse Erholungsräume, Lese- und Clubzimmer. Als Abschluss dieser Anlage wurde 1882 ein grosser eigenartig construirter Concert-Pavillon von 24,4^m Dnrchmesser und 12,2^m Höhe auf der Mitte des Piers nach Fig. 403 erbaut, welcher ca. 1000 Personen fassen soll *(nach „Engineering", Wochenblatt für Archit. u. Ingenieure 1883, S. 19)*. Da die Plattform des Piers zur Errichtung des 12eckigen Pavillons nicht stark genug erschien, wurden 24 gusseiserne Schraubenpfähle von ca. 20^cm Durchmesser, entsprechend den 12 inneren Eckpunkten des 18,54^m weiten Hauptraumes und den 12 äusseren Eckpunkten, deren Verbindung als Widerlager für den Horizontalschub der grossen Zeltdachconstruction anzusehen ist, in den Boden eingeschraubt. Die Fundirungspfähle endigen in Höhe der Plattform und sind hier durch alte Eisenbahnschienen in horizontalem Sinne verbunden und durch verticale Diagonalverstrebungen gegen seitliche Verschiebungen gesichert. Die Schraubenpfähle tragen direct die betreffenden Säulen, deren Köpfe durch walzeiserne Gitterträger in diagonalem Sinne verbunden sind; letztere tragen die um 4^m erhöhte ringsum laufende Terrasse, deren Fussboden aus Wellblech mit Portland-Cementumhüllung gebildet und mit einer Asphaltdecke abgeglichen ist.

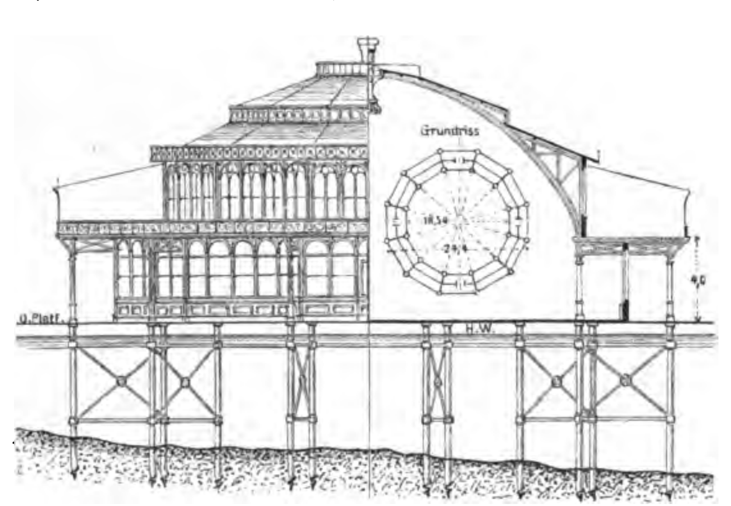


Fig. 403. Concert-Pavillon bei Portsmouth.

Die 12 inneren Säulen stützen je einen walzeisernen, nach innen halbelliptischen Gitterträger, welcher aussen die Form der Dachneigung hat. Diese Binderrippen sind in halber Höhe der Halbellipse durch walzeiserne Träger mit einander verbunden und endigen oben in einen walzeisernen polygonalen Ring, welcher den 171 flammigen Sonnenbrenner und den Lüftungsapparat trägt. Auf den Bindern ruhen leichte [-Eisen, worauf die Schalung des Zinkblechdaches befestigt ist. Die Doppelfenster des Pavillons

können herausgenommen werden, so dass der ganze Bau im Sommer offen ist. Mit den älteren Gesellschaftsräumen steht der Pavillon durch einen bedeckten Gang von $17{,}4^m$ Länge in Verbindung. Der äusserst elegant ausgestattete Pavillon erforderte 170000 ℳ. Baukosten, somit pro 1^{qm} der Grundfläche ca. 360 ℳ.

Die zweckmässigsten Durchmesser der Schrauben, ihre Form und Steigung werden nach der Beschaffenheit des Bodens bestimmt. Für weichen Boden eignen sich grössere Schrauben bis zu $1{,}5^m$ Durchmesser, mit flacher Steigung von etwa 20 bis 30°; für härteren Boden kleinere Schrauben mit einer grösseren Steigung von ca. 30 bis 35°. So z. B. erhielten die Schrauben für den 1847 erbauten Hafendamm bei Wexford $0{,}61^m$ Durchmesser und hier wurden täglich im Durchschnitt 2 Pfähle 3,3 bis $4{,}5^m$ tief in den auf $2{,}5^m$ aus Sand und Kiesel, darunter aus blauem Thon bestehenden Boden eingeschraubt.

Fig. 404. Ansicht.

Fig. 405. Untere Ansicht.

Die Belastung der Schraubenpfähle im festen Boden kann man ziemlich gross nehmen, denn es ist bei einigen Bauwerken die Belastung des Bodens zu 8^{kg}, sogar bis zu 12^{kg} pro 1 $\square^{cm}$ für zulässig erachtet. Man wird sich wohl stets durch Probebelastung eines Schraubenpfahles von der Tragfähigkeit des Bodens Ueberzeugung verschaffen und dabei die Probebelastung $1\,^1/_2$ mal so gross annehmen als die künftige permanente Belastung des Bodens.

Die durch Wasserspülung einzutreibenden Scheibenpfähle sind schon Seite 106 besprochen. Dieselben fanden bei mehreren Bauwerken Anwendung; in ausgedehnterem Masse bei der umgestürzten Taybrücke in Schottland, wo die gerippte Fussscheibe nach Fig. 404 und 405 besonders gegossen und durch Schrauben mit dem Pfahle verbunden war; dieselbe hatte $1{,}2^m$ Durchmesser, während der äussere Pfahldurchmesser 51^{cm} und die Wandstärke $2{,}5^{cm}$ betrug.

§ 24. Fundirungen in Senkkasten mit unterm Boden und ohne Boden, sowie Schwimmpfeiler.

Fundirungen in **Senkkasten** mit unterm Boden waren schon im Alterthum bekannt. In Frankreich und England wurde diese Fundirungsart früher vielfach angewendet. Der Boden des Senkkastens wird entweder unmittelbar auf den vorher horizontal abgeglichenen Grund oder auf Rostpfähle gestellt; im ersteren Falle muss man den Grund gegen das umgebende Flussbett so tief ausbaggern, dass keine Unterspülung eintreten kann, im letzteren Falle dagegen können die Pfahlköpfe dicht über dem Flussbette oder auch nur eben unter Niedrigwasser abgeschnitten und die Räume zwischen den Pfählen mit Steinpackung ausgefüllt werden. Will man den Senkkasten unmittelbar auf den Grund stellen, so werden die in entsprechenden Abständen angebrachten Balken des Caissonbodens nur unten mit Bohlen verkleidet; soll aber der Senkkasten auf eingerammten Pfählen stehen, dann ist es besser, den Boden aus einer dichten Balkenlage zu bilden, damit alle Pfähle sicher zum Tragen kommen. Eine Verbindung des Senkkastenbodens mit den Pfahlköpfen ist entbehrlich; indem die

Pfahlköpfe durch das grosse Gewicht des fertigen Baues sich immer etwas in den Senkkastenboden eindrücken, wodurch ein Verschieben desselben undenkbar wird. Die Seitenwände des Senkkastens, aus Stielen in 2 bis 3^m Abstand bestehend, in deren Nuten die Bohlen eingeschoben werden, erhalten eine solche Höhe, dass sie nach der Versenkung des Caissons noch über Niedrigwasser vorragen und ihre Stärke muss dem Druck der Wasserhöhe entsprechen. Mit dem Boden werden die Seitenwände derartig durch Schraubenbolzen verbunden, dass die Verbindungen nach der Vollendung des Bauwerkes gelöst und die Seitenwände abgenommen und anderweitig verwendet werden können.

Die Senkkasten werden wie die Schiffe auf sog. **Hellingen**, d. s. geneigte Ebenen am Ufer, erbaut, von wo sie in das Wasser herabgleiten. Gehörig wasserdicht werden sie dadurch gemacht, dass man sowohl im Boden wie an den Seiten jede einzelne Fuge mit eingetriebenem Werg dichtet und dann mit heissem Pech übergiesst. An einer Seite erhalten die Senkkasten ein Einlassventil, durch welches das Wasser beim Versenken des Kastens einströmen kann. Zur Beseitigung des eingedrungenen Wassers sind einige Pumpen im Kasten anzubringen. Sobald der Grund, worauf ein Senkkasten stehen soll, horizontal abgeglichen ist, pflegt man den Kasten sogleich darüber zu flössen und durch Füllen mit Wasser zu **versenken,** damit die ebene Grundfläche nicht etwa vorher wieder durch die Strömung zerstört werden kann. Ist nun der bereits entsprechend ausgemauerte Kasten richtig versenkt, so wird die darüber angebrachte Rüstung durch Aufpacken von Steinen genügend beschwert und darauf das Wasser ausgepumpt, um dann im Schutze der Seitenwände, wie zwischen Fangedämmen, das Mauerwerk im Kasten bis über Wasser hinaufzuführen.

Besonders hat de Cessart die Fundirung in Senkkasten häufig angewendet und ihre ökonomischen Vorzüge gerühmt. Beim Bau der Brücke zu **Saumur** liess er zwischen 2 nahe aneinander leicht eingerammten Pfahlreihen Senkfaschinen einbringen, welche Umschliessung die starke Strömung von der Baustelle abhielt. An der vom Strome abgekehrten Seite hatte die Umschliessung eine Oeffnung, durch welche man den Kasten einfahren konnte. Zur Ausebnung des durch Baggern entsprechend vertieften Grundes wurde der ganze Raum mit Kies beschüttet und dessen Oberfläche dann mit einer geraden Schiene horizontal abgestrichen, worauf der Kasten versenkt wurde.

In neuester Zeit ist die Fundirung in Senkkasten bei der Parnitz-Brücke in zweckmässig modificirter Weise zur Anwendung gekommen und hier **Schwimmpfeiler**-Fundirung genannt *(Deutsche Bauzeitung 1875, S. 363).* Die Brücke über die **Parnitz** in der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Eisenbahn im Oderthal bei Stettin, welche 72° schräg gegen den Strom gerichtet ist, hat 2 Hauptöffnungen von 36^m, 2 Oeffnungen einer Drehbrücke von je 14,3^m und eine Strassenunterführung von 8,4^m Weite; ihre Gesammtlänge einschliesslich Pfeiler beträgt 132^m. Die beiden End- und ein Uferpfeiler sind auf Pfahlrost fundirt, während bei den übrigen 3 Pfeilern die Schwimmpfeiler-Fundirung angewandt wurde. Anfänglich beabsichtigte man die Pfeiler auf Senkbrunnen zu fundiren, wobei die Brunnenkränze an festen Rüstungen mittest Ketten aufgehängt und mit dem Fortschreiten der Aufmauerung zur Flusssohle hinabgelassen werden sollten. Bei Bearbeitung der Detailconstructionen zeigten sich aber Schwierigkeiten, die Brunnen wegen ihres grossen Gewichtes entsprechend aufzuhängen, auch wurde bei Untersuchung des Baumgrundes das Vorkommen zahlreicher Baumstämme in der Flusssohle nachgewiesen, wodurch die Senkung der Brunnen sehr erschwert worden wäre. Ein besseres Resultat liess das Project erwarten, die Pfeiler schwimmend bis über den Wasserspiegel aufzuführen. Hierbei sollte der Pfeiler auf einer kräftigen Holzunterlage in einem Stücke **hohl** aufgemauert und so ein schwimmfähiges Gefäss

gebildet werden, welches mit dem Fortschreiten der Pfeilerhöhle tiefer eintaucht, um sich schliesslich auf einen Pfahlrost aufzusetzen, dessen Oberfläche nahe über der Flusssohle genau horizontal abgeschnitten ist.

Zunächst wurden mit den Rostpfählen zugleich die Pfähle für die den Pfeiler umgebende feste Rüstung mittelst Dampframme von einem Prahme aus geschlagen. Diese in dem Querschnitte des Pfeilers, Fig. 407, und dem Grundrisse desselben, Fig. 409, angegebenen Rüstpfahlreihen hatten oben genau horizontal abgeglichene Gurtungen, auf denen ein Schlitten lief, der die Grundsäge zum Abschneiden der Rostpfähle trug. Nachdem die letzteren abgeschnitten waren, füllte man die Zwischenräume zwischen den Pfahlköpfen mit Steinen aus, wobei die horizontale Abgleichung der Steinpackung in Höhe der Pfahlköpfe durch Taucher besorgt wurde. Das zuverlässige Senken eines Schwimmpfeilers ist nun hauptsächlich von der Steifigkeit und Undurchlässigkeit des Kastens abhängig, worin der Pfeiler aufgemauert wird. Der Boden desselben bestand in dem vorliegenden Falle aus 3 Lagen sich kreuzender Hölzer, die zusammen 40^{cm} Höhe haben und oben noch durch 23^{cm} starke Zangenhölzer nach Fig. 409 zusammengehalten sind. Die 1,9^{m} hohen Seitenwände des Kastens, deren Grundriss Fig. 408 und 409 giebt, bestehen aus senkrechten Pfosten mit Gurthölzern und Kreuzstreben; alle Fugen der Hölzer sind selbstverständlich mit Werg, Theer und Pech gedichtet, auch haben sämmtliche Hölzer einen mehrmaligen Theeranstrich erhalten.

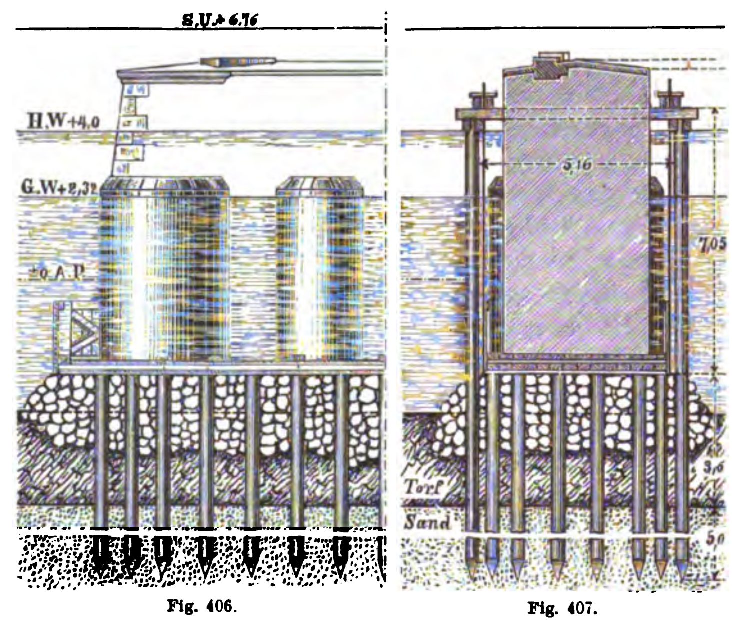


Fig. 406. Fig. 407.

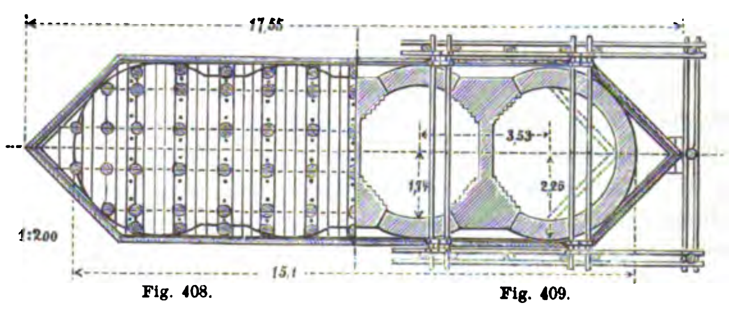


Fig. 408. Fig. 409.

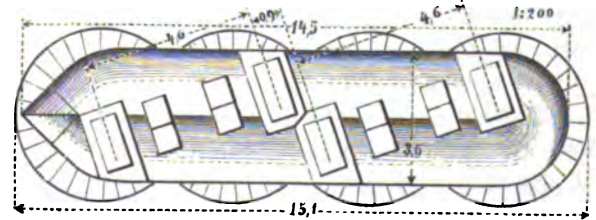


Fig. 410. Aufsicht auf den Pfeiler.

Auf dem Boden des Senkkastens, Fig. 406, wurden zuerst

die 14^{cm} tiefen Felder zwischen den Zangen durch 2 Ziegelflachschichten ausgefüllt, dann wurden die 4 Hohlkörper nach Fig. 409 und 410 in 2 Steinstärke angelegt, und nachdem eine geringe Anzahl von Schichten aufgemauert war, wurde der Kasten zwischen die Rüstpfahlreihen eingefahren und in der annähernd richtigen Lage durch Taue festgehalten. Hierbei schützte man den Kasten gegen den Wellenschlag dadurch, dass man einige Fahrzeuge, welche die Baumaterialien trugen, am Umfange des Gerüstes fefstlegte und vor die Pfeilerenden breite Holzflösse anbrachte. Als die Hohlkörper etwa 1^{m} hoch aufgemauert waren, reducirte man die Wandstärke derselben auf $1\frac{1}{2}$ Stein, um solche Massen im Pfeiler zu haben, dass die Krone der Mauerung beim Untertauchen des Kastenrandes unter den Wasserspiegel noch ca. 0,5^{m} über den letzteren hervorragte. Sobald beim Fortschreiten der Arbeit die Mauerung mehr als 1^{m} über dem Wasserspiegel vorstand, wurde durch Mauerung in der Sohle der Hohlkörper das Niedersinken des Schwimmpfeilers veranlasst, doch hat dieses Sohlenmauerwerk im Ganzen nur ca. 1^{m} Höhe erreicht. Kurz vor dem Aufsitzen der Schwimmpfeiler auf den Pfahlköpfen, wurde durch Ausspannen von Schnüren auf dem Gerüst die genaue Stellung des Pfeilers bestimmt, dieser schwimmend in die richtige Lage gebracht und hierauf rasch das Aufsetzen des Pfeilers durch Einbringen von Mauermaterialien und Aufmauerung in der Sohle veranlasst. Die Hohlräume wurden nun mit möglichster Beschleunigung ausgemauert, dann wurden nach dessen Vollendung gleich die Sandstein-Werkstücke versetzt, womit die Pfeiler oberhalb der Hohlkörper nach Fig. 406 und 410 eingefasst sind. In jedem Hohlraum war eine kleine Druckpumpe aufgestellt, die indess nur selten in Thätigkeit kam, weil durch die mit grosser Sorgfalt gefüllten Mauerwerksfugen fast gar kein Wasser eindrang, sondern nur sehr wenig Filtrationswasser durch die Poren der Ziegel eintrat.

Wie in Fig. 407 und 409 angedeutet ist, war bei dieser Pfeilersenkung noch eine Sicherheitsvorrichtung angebracht, welche den möglichen Fall, dass einer der Hohlräume sich mit Wasser füllte, wodurch ein vorzeitiges Niedersinken des Pfeilers auf den Pfahlrost eintreten konnte, vorzubeugen hatte. Diese Nothvorrichtung, die jedoch bei keinem der Pfeiler zur Wirkung kam, bestand darin, dass man mit dem Boden des Schwimmkastens 8 Flacheisen verschraubt hatte, welche an ihrem oberen Ende in regelmässigen Abständen durchlocht waren, so dass der Kasten mittelst durchgesteckter Keile nach Fig. 407 und 409 an der Rüstung aufgehängt werden konnte. Die ausgeführten Schwimmpfeiler haben sich im Laufe der Vollendungs-Periode um 2,5 bis 4^{cm} gesetzt, welches Maass wohl dasjenige ist, um welches die Köpfe der Pfähle in das Langsholz des Kastenbodens eingedrungen sind. Nach Vollendung der Pfeiler wurde der Fuss derselben, zur Sicherheit gegen Auswaschungen der Flusssohle durch starke Strömungen, mit einer soliden Steinschüttung umgeben. Was Zeit und Dauer der Ausführung eines Schwimmpfeilers betrifft, so hat die Senkung des Drehpfeilers der Parnitzbrücke nur 12 Tage betragen; dieser Pfeiler bestand aus 6 mit einander verbundenen umliegenden, und einem mittleren Hohlkörper.

Dass diese Senkkasten mit Boden auf Pfahlrost für grosse Tiefen anwendbar sind, zeigt der in Fig. 382, Seite 204 dargestellte Brückenpfeiler, der auch als Schwimmpfeiler fundirt wurde.

In Rouen (Seine) wurde 1882 eine Kaimauer in Schwimmkasten, die einen Boden aus Buchenholz hatten, fundirt *(Wochenblatt für Architekten und Ingenieure 1882, S. 530)*. Die Kasten waren 20,7^{m} lang und 3,66^{m} breit. Die aus Kiefernholz hergestellten Seitenwände setzten sich glatt auf den Boden auf, und in dem Boden waren Schraubenmuttern befestigt, so dass man die Seitenwände von oben mittelst

langer Schraubenbolzen auf dem Boden befestigen konnte. Nachdem die Kasten zur Baustelle geschafft und durch gleichmässige Belastung zum Aufsetzen auf die Pfähle gebracht waren, begann die Aufmauerung. Nach Fertigstellung des Betonmauerwerks in der unteren Kastenhälfte wurden die Andreaskreuze der oberen Kastenhälfte beseitigt und das Bruchstein- und Ziegelmauerwerk bis zur Höhe der oberen Querhölzer aufgeführt. Sodann wurden die Schraubenbolzen gelöst, worauf durch den Auftrieb die Seitenwände des Kastens sich hoben und dann für neue Kasten benutzt wurden. Die beiden Mauerwerkskörper, welche in 2 aufeinander folgenden Kasten ausgeführt sind, wurden durch Gewölbe mit einander verbunden.

Senkkasten **ohne Boden** finden in neuerer Zeit bei Betonfundirungen oft Anwendung, wie bereits Seite 186 erwähnt ist. So wurden z. B. die Pfeiler der architektonisch schönen Girard-Avenue-Brücke über den Schuylkillfluss zu Philadelphia in einer Art Senkkasten *(cribwork)* fundirt *(Journal of the Franklin Institute 1874, März, S. 179; Engineering 1875, Nov., S. 394).* Diese 305^{m} lange und $30{,}5^{m}$ breite Strassenbrücke hat 2 seitliche Oeffnungen von je $41{,}76^{m}$ und 3 Mittelöffnungen von je $60{,}04^{m}$ Spannweite. Die Fahrbahn liegt $16{,}7^{m}$, die Unterkante der Fachwerkträger 7^{m} über Null. Nachdem man die Flusssohle an der Baustelle bis auf $9{,}1^{m}$ unter Null ausgebaggert und den Felsgrund durch Taucher planirt hatte, versenkte man den hölzernen Kasten von $10{,}4^{m}$ Breite, $47{,}5^{m}$ Länge und $4{,}9^{m}$ Höhe, dessen doppelte Wände aus festverbundenen 30^{cm} starken horizontalen Balken bestanden, dadurch, dass man die Räume zwischen den Wänden mit Bruchsteinen anfüllte; diese Einrichtung ist auch aus Fig. 382 Seite 204 ersichtlich. Die Wände des Kastens waren dann noch provisorisch um 11^{m} bis über das Hochwasser hinaus erhöht, damit man das Betonbett mittelst eiserner Kasten im ruhigen Wasser versenken konnte.

Nach Reinigung der Fundamentflächen durch Taucher und Kreiselpumpen, welche das ganze weiche Material über dem Fels wegsaugten, konnte der innere 1365^{cbm} haltende Raum des Kastens in 30^{cm} starken Lagen mit Beton ausgefüllt nnd dieser in $5{,}5^{m}$ Tiefe unter Wasser planirt werden, worauf nach Erhärtung des Betons das Wasser ausgeschöpft und der Pfeiler wie gewöhnlich in wasserdichten Caissons aufgemauert wurde. Der verwendete Beton bestand aus 1 Theil Cement, 1 Theil Sand und 4 Theilen Hohofenschlacke, welche in Stücke von etwa 5^{cm} Durchmesser zerschlagen war. Ein aus diesem Beton gefertigter Würfel von 8^{cm} Seite zeigte nach 30tägiger Erhärtung unter Wasser eine Druckfestigkeit von $21{,}7^{kg}$ pro 1^{qcm}, während der Maximaldruck im Pfeiler nur bis zu $2{,}1^{kg}$ pro 1^{qcm} steigt. Ueber dem Fundamente bestehen die Pfeiler und die Widerlager aus rauh bossirtem Granitquadermauerwerk mit einer Hintermauerung aus Kalkstein. Die Brücke wurde vom Ingenieur Suedley in 17 Monaten erbaut; sie hat 9300^{qm} Grundfläche und kostete pro Meter Brückenlänge 4872 Dollars.

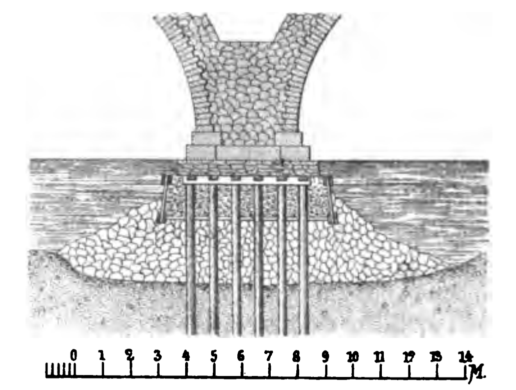


Fig. 411. Seinebrücke zu Vernon.

Die Fundirung der Steinbrücke über die Seine zu Vernon *(Annales des ponts et chaussées 1874, Aug., S. 65 und Taf. 16—17)* erfolgte auf hohem Pfahlrost von $0{,}3^{m}$ starken Pfählen, deren Zwischenräume nach Fig. 411 mit einer Steinschüttung ausgefüllt wurden. Der Felsgrund lag $7{,}5^{m}$ unter Niedrigwasser und war mit einer

3 bis 4^m starken Kies- und Geschiebeschicht überdeckt. Die Brücke hat Oeffnungen von 26^m lichter Weite. Nachdem die Pfähle eingeschlagen und die Steinschüttung versenkt war, wurde ein 3^m hoher hölzerner wasserdichter Senkkasten, ohne Boden, aus 2 schräg über einander genagelten Bohlenlagen von je 5^{cm} Stärke gebildet und durch 20^{cm} starke Rahmhölzer aussen zusammengehalten, um die Pfähle versenkt. Dieser reichte mit seiner Oberkante noch 1^m über Niedrigwasser und man konnte darin den Beton in ruhigem Wasser versenken. Als dann der Beton erhärtet war, liess sich der Kasten ausschöpfen und die Pfahlköpfe konnten im Trocknen mit einem Schwellroste versehen werden, dessen Oberfläche 0,5^m unter Niedrigwasser liegt. Die 1,5^m hohe Betonschicht ist mit der Oberfläche des 0,3^m hohen Rostes abgeglichen und hierauf ist das Bruchsteinmauerwerk bis zum Niedrigwasser aufgeführt. Nachdem nun das Mauerwerk aus dem Wasser heraus war, wurde der obere Theil des Senkkastens unter Wasser abgesägt, so dass die übrig gebliebene Holzumkleidung nur noch 1,5^m Höhe behielt. Die Grundungskosten eines Pfeilers beliefen sich auf 21 120 *M.*

Gewiss ist die Anwendung derartiger Senkkasten beim Fundiren der Brückenpfeiler auf Beton sehr zweckmässig; in dem obigen Falle konnte aber der Schwellrost vollständig erspart werden, da man die Köpfe der Pfähle in geringer Höhe über der Steinschüttung unter Wasser abschneiden und mit Beton hätte umschütten können, so dass die Betonschicht den Rost ersetzte. Die Steinpackungen unterhalb eines Brückenpfeilers müssen besonders sorgfältig hergestellt werden, weil sich hier beim Hochwasser die Strudel bilden.

Eiserne Senkkasten, wie sie in Frankreich und Deutschland vielfach zur Anwendung gekommen sind, wurden auch schon Seite 186 besprochen. Die eiserne Brücke der Bremen-Oldenburger Eisenbahn über die Weser zu Bremen *(Zeitschr. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover, 1869, S. 215)* wurde auf Beton in eisernen Senkkasten fundirt. Die letzteren hatten 20,8^m Länge, 4,5^m Breite und erweiterten sich 1:12 nach unten; sie reichten bis 3,48^m unter Nullwasser auf eine feste Kiesschicht und waren in 3 Zonen von je 1,16^m Höhe getheilt. Die Blechstärke betrug 9^{mm}, die Ueberlappung und Nietentferung 64^{mm}, die Nietstärke 20^{mm}. Durch innere Winkeleisen von 76×11^{mm} Schenkelstärke waren die Bleche versteift, ausserdem war aber noch eine Querverbindung im Kasten angebracht. Auf dem obern Rande jedes Kastens war noch ein 1,16^m hoher, als Fangedamm dienender Aufsatz mittelst Schraubenbolzen befestigt, der nach Ausführung der Fundirung wieder entfernt wurde.

§ 25. Fundirungen auf Betonschüttung.

Seit man guten und billigen hydraulischen Mörtel, der unter Wasser rasch und sicher erhärtet, an allen Orten zuverlässig darstellen kann, hat die Fundirung auf **Betonschüttung** eine grosse Verbreitung gefunden, da bei dieser Fundirungsart kostspielige Fangedämme vermieden werden und das so lästige Wasserschöpfen auf ein Minimum reducirt wird. Bei Betonfundirungen wird die Baugrube hauptsächlich durch Baggern vertieft und nachdem dieselbe dann durch eine Spundwand oder durch einen hölzernen Kasten umschlossen und genügend vertieft ist, wird das Betonbett in der erforderlichen Stärke versenkt. Hauptbedingung ist hierbei, dass jede erhebliche Strömung von dem noch weichen Beton abgehalten wird, weil sonst der Mörtel aus dem Beton zu stark ausgewaschen und dadurch dessen Erhärtung verhindert wird. Aus demselben Grunde darf man auch mit dem Wasserschöpfen erst nach genügender Erhärtung des Betons beginnen. Kann man das Wasser mindestens einen Monat

lang über dem Beton stehen lassen, so ist Trass-Beton zu empfehlen, im andern Falle muss man Cement-Beton anwenden. Bei Wehr- und Schleusenbauten hat man meistens auch während der Bauzeit eine starke Niveau-Differenz, so dass die Baugrube sowohl mit dem Oberwasser wie mit dem Unterwasser durch unterirdische Adern in Verbindung steht. Von den Strömungen, die hierdurch in der Baugrube veranlasst werden, ist namentlich die aufsteigende für die Ausspülung des Mörtels aus dem Betonbette nachtheilig, da sie Canäle im Beton bildet, indem sie den Mörtel nach oben spült. In solchen Fällen ist es daher zweckmässig, den Wasserstand in der Baugrube möglichst hoch zu halten und dieselbe mit dem Oberwasser in offene Verbindung zu setzen.

Ein sicheres Urtheil über das **Erhärten** einer Betonschüttung gewinnt man am besten, wenn man zu Ende der Betonirung entsprechende Kasten mit demselben Beton füllt und diese in Wasser versenkt. Glaubt man, dass der Beton die genügende Erhärtung angenommen hat, so hebt man einen dieser Kasten heraus, um die Erhärtung des Inhaltes zu untersuchen, wobei man den Betonklumpen zerschlagen muss, damit man auch von der inneren Erhärtung überzeugt sein kann. Meistens giebt man dem Betonbette eine so grosse Ausdehnung, dass man die umschliessenden Fangedämme noch auf dasselbe stellen kann; diese kleinen Schutzdämme können aus undurchlässigem Erdmaterial geschüttet werden, man schüttet sie aber auch häufig aus Beton, namentlich dann, wenn man sie nach der Bauausführung nicht wieder abbrechen muss, was überaus schwierig ist, sondern sie als Theile der daneben oder darüber auszuführenden Mauern benutzen kann, mit denen sie annähernd gleiche Festigkeit haben.

Die **Höhe** des Betonbettes ist nicht gerade von dem Gewichte des daraufzustellenden Bauwerkes, sondern hauptsächlich von dem Drucke abhängig, den die von unten dagegen tretenden Quellen gegen das Betonbett ausüben. Zur Bestimmung der erforderlichen Schüttungshöhe muss man sowohl die Festigkeit wie auch das specifische Gewicht des Betons kennen. Letzteres ist namentlich von den zum Beton verwendeten Steinmaterial abhängig und beträgt bei Anwendung von zerschlagenen Ziegelsteinen ca. 1,5 bis 1,6 und bei Bruchsteinen oder Kieseln 2 bis 2,5. Die bei Betonfundirungen versenkten grossen Mörtelmassen lagern sich nicht so regelmässig ab, wie bei den Probekörpern, an denen man die Festigkeit ermittelt; man darf daher beim Beton das Maass der Festigkeit nicht so gross annehmen, wie man es an den Probekörpern ermittelt hat. Im Allgemeinen darf man beim Trassbeton die **Zugfestigkeit** nach 6 Wochen gleich 5^{kg} pro ^{qcm} oder 50000^{kg} pro ^{qm} und beim Cementbeton nach 14 Tagen gleich 8^{kg} pro ^{qcm} oder 80000^{kg} pro ^{qm} annehmen. Bezeichnet nun:

- b die Breite des Betonbettes zwischen den Spundwänden oder, wenn Betonfangedämme aufgeführt sind, zwischen den Fangedämmen,
- h die Höhe des Betonbettes in Metern,
- H die Höhe des Wasserstandes über der Sohle oder der Unterkante des Betonbettes in Metern,
- k die Zugfestigkeit des Betons pro ^{qm} in Kilogrammen,
- g das Gewicht von 1^{cbm} Wasser $= 1000^{kg}$, und
- G das Gewicht von 1^{cbm} Beton, so ist für

den am leichtesten eintretenden Bruch in der Mitte des Betonbettes das Moment des Wasserdruckes

Fig. 412.

gegen den Boden des Bettes für einen Streifen desselben von 1^{m} Breite nach Fig. 412 gleich $^1/_2\, b\, H g \cdot {}^1/_4\, b$, indem man den Wasserdruck im Schwerpunkte des halben

Streifens angreifend denkt. Ferner ist das Moment vom Gewichte des halben Streifens gleich $\frac{1}{2} b h G \cdot \frac{1}{4} b$. Die Druckfestigkeit des Betons ist mindestens 10 mal grösser als seine Zugfestigkeit, daher kann man bei Bestimmung des Momentes der relativen Festigkeit die neutrale Axe nahezu in der Oberfläche des Betonbettes liegend annehmen und dann wird jenes Moment gleich $h k . \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} h^2 k$; als Bedingung des Gleichgewichtes erhält man nun die Gleichung:

$$\frac{1}{8} b^2 g H = \frac{1}{8} b^2 G h + \frac{1}{3} k h^2$$

und durch Auflösung derselben lässt sich die erforderliche Höhe h des Betonbettes ermitteln. Ist das Betonbett nicht durch Fangedämme belastet, so ergiebt die vorstehende Gleichung, wenn das zweite Glied auf der rechten Seite weggelassen wird, ob das Bett auch gegen Aufschwimmen gesichert ist. Ein Betonbett von gegebener Höhe h kann den Druck eines Wasserstandes aushalten, ohne zu brechen, den folgende Formel ergiebt:

$$H = \frac{\frac{1}{8} b^2 G h + \frac{1}{3} k h^2}{\frac{1}{8} b^2 g}$$

Wenn ein Betonbett zu geringe Höhe hat, oder beim Ausschöpfen der Baugrube noch nicht hinreichend erhärtet ist, dann bricht es der Länge nach auf; da solche Fälle vielfach vorgekommen sind, so ist in dieser Beziehung grosse Vorsicht erforderlich. Beim Eintreten ungewöhnlich hoher Wasserstände, wodurch ein Bruch im Betonbette veranlasst werden könnte, thut man daher gut, wenn man den Bau unterbricht und die Baugrube voll Wasser laufen lässt. Die Fuge eines gebrochenen Betonbettes kann nicht wieder geschlossen werden; in manchen Fällen, wie etwa bei Brückenpfeilern, wo eine bedeutende Mauermasse auf das Bett gestellt wird, hat die Bruchfuge keinen grossen Nachtheil für das Bauwerk, wenn aber wie bei Schleusenböden nur eine schwache Uebermauerung oder ein umgekehrtes Gewölbe darüber kommt, so wird auch dieses bald durchbrochen und der Boden hebt oder senkt sich, je nachdem die Baugrube ausgeschöpft wird, oder sich mit Wasser füllt. So zeigte sich bei dem gebrochenen Betonbett einer Ruhrschleuse, dass die Oberkanten der Betonfangedämme beim Wechsel des Wasserstandes sich um 3^{mm} einander näherten oder von einander entfernten. Da die Schleuse nach ihrer Vollendung keinem starken Wasserdrucke ausgesetzt war, so hat sie sich ohne weitere Beschädigung erhalten. Um das Betonbett bei sehr breiten Baugruben schwächer ausführen zu können, als rechnungsmässig erforderlich ist, versenkt man wohl vor dem Ausschöpfen der Baugrube eine grosse Quantität Steine, die man später vermauern will, wodurch das Betonbett belastet und dadurch ein Brechen oder Heben des Bettes verhindert wird.

Die **Trockenlegung** einer mit einem Betonbette versehenen Baugrube bietet gewöhnlich keine Schwierigkeit, wenn die dicht schliessende Spundwand mit undurchlässigem Erdmaterial sorgfältig hinterfüllt ist; das etwa durch die Fugen der Spundbohlen dringende Wasser lässt sich dadurch einigermassen abhalten, dass man in die Fugen Werg eintreibt. Wenn aber bei unreinem Boden die Spundwände sich nicht regelmässig herstellen liessen oder die Baugrube nur mit Stülpwänden oder Bohlentafeln, die sich gegen einzelne Pfähle lehnen, umschlossen ist, so findet meistens ein grösserer Wasserzudrang statt und es kann hierbei vorkommen, dass unter dem Betonbett austretende Quellen sich unter dem Bette hinziehen, um an der umschliessenden Wand in die Baugrube zu treten. Hierdurch wird die Wasserschöpfarbeit vermehrt, und falls die Quellen grössere Bodenmassen herausbringen und neben dem Ausflusse in die Baugrube ablagern, so ist dies ein sicheres Zeichen, dass sich irgendwo **Höhlungen** bilden, welche die sichere Unterstützung des Betonbettes gefährden können.

Zur Vermeidung dieses Uebelstandes ist es zweckmässig, dem Betonbette eine grössere Ausdehnung zu geben, als für die eigentliche Fundirung nöthig ist, damit ein dicht schliessender Fangedamm auf das Bett gestellt werden kann und dann meistens nur eine einmalige Ausschöpfung der Baugrube erforderlich wird. Vor dem Schütten dieser Fangedämme muss das Betonbett von dem abgelagerten Betonschlamm, der nicht erhärtet, gründlich gereinigt werden, was durch Sackbagger oder auch wohl durch Pumpen geschieht, wenn der Saugeschlauch von einem Taucher geführt wird.

Beim Schütten der Betonfangedämme brauchen die innern Wände nicht gerade dicht zu schliessen, man bildet diese meistens dadurch, dass man die Bohlen mit eisernen Schuhen versieht und sie dann so weit in die noch nicht völlig erhärtete Betonlage eintreibt, dass sie gegen Verschieben gesichert sind. Hierdurch wird freilich das Betonbett an der Oberfläche etwas beschädigt, was indess an den Seiten nicht besonders nachtheilig ist. Will man diese Beschädigung vermeiden, so kann man nach Fig. 413 auf das einigermaassen erhärtete Betonbett in der Richtung der aufzustellenden Wand noch einen etwa 30^{cm} hohen Betonrücken schütten und hierin sogleich die Pfosten einstellen, die oben ein Rahmstück erhalten, welches durch Zangen mit der festen Spundwand verbunden ist. Nun lehnt man in Abständen von etwa $1\,{}^1/_2{}^m$ horizontale Bohlen an diese Pfosten und treibt hinter den Bohlen unten zugeschärfte Bretter in den weichen Beton, welche schliesslich an der obersten über Wasser befindlichen Bohle angenagelt werden.

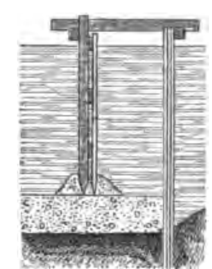


Fig. 413.

Zuweilen kommt es vor, dass ein Betonbett nicht gehörig dicht ist, sondern an einzelnen Stellen starke Quellen hindurchtreten, was durch unregelmässiges Versenken des Betons oder durch zu frühzeitiges Ausschöpfen des Wassers veranlasst sein kann. Diese Quellen kann man am besten durch rasch bindenden Cement stopfen, indem man eine gusseiserne Röhre von 8 bis 10^{cm} Weite in das Bett mit rasch erhärtendem Mörtel einsetzt, durch welche das Wasser vorläufig frei abfliessen kann. Ist der Mörtel dann genügend erhärtet, so kann man das Rohr durch einen darauf geschraubten Flantsch oder in anderer Weise dicht verschliessen.

Beim Fundiren von **Hochbauten** sind Betonschüttungen vielfach angewendet, so wurde z. B. der freistehende ca. 64^m über Terrain hohe Hamburger Wasserthurm, der am Fusse 10^m Durchmesser hat, auf ein Betonbett fundirt. Der Baugrund bestand aus Sand und die Sohle des Fundamentes oder die Oberfläche des Betonbettes lag 6,3^m unter Terrain in gleicher Höhe mit dem Nullpunkte der Elbe. Das Betonbett hat eine Länge und Breite von 17,2^m und eine Höhe von 3,4^m. In der Nähe dieses Thurmes steht das ebenfalls auf Beton fundirte Maschinenhaus, wobei die Sohle der Baugrube 10^m unter Terrain, oder 4^m unter dem Nullpunkte der Elbe lag. Dieses Betonbett hat zwischen den bis zum Nullpunkte reichenden Spundwänden eine Breite von 15,7^m und eine Höhe von 1,8^m.

Da magerer Cementbeton meistens billiger herzustellen ist, als Bruchsteinmauerwerk und mindestens dieselbe Festigkeit erreicht, so lässt sich der Beton auch zweckmässig zur Verbreiterung der Fundamente im Hochbau anwenden. In Fig. 414 ist eine solche Betonsohle angedeutet, welche in die Fundamentgräben geschüttet ist. Die Breite der Sohle richtet sich nach der Tragfähigkeit der Bodenart und nach der Belastung

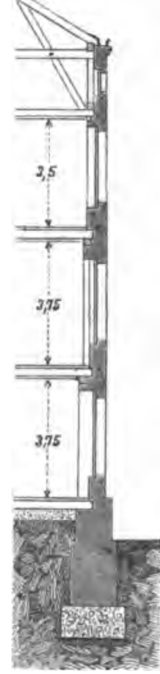


Fig. 414.

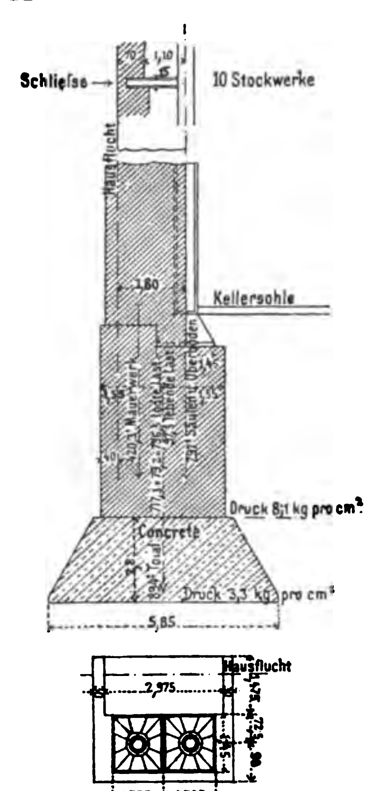


Fig. 415.

der Mauern. Man hat in diesem Falle das von einer Mauer aufzunehmende Eigengewicht der Decken und des Daches, sowie deren zufälllige Belastungen mit dem Eigengewichte der Mauer zusammenzurechnen und darnach zu ermitteln, welchen Druck eine Mauer auf die Betonschicht ausübt. Man darf den Cementbeton etwa mit 8 bis 10 ^{kg} pro 1 ^{qcm} belasten; erhält nun z. B. die Oberfläche der Betonschicht von der darauf stehenden Mauer eine Pressung von 8 ^{kg} pro ^{qcm} und soll die Betonsohle auf dem Boden nur einen Druck von 4 ^{kg} pro ^{qcm} ausüben, so müsste die Sohle der Schüttung ungefähr doppelt so breit sein, als die Sohle der Fundamentmauer. In dieser Weise ist man im Stande, fast jede Bodenart genügend tragfähig zu machen, indem die Betonschicht den Druck der Mauer auf eine so grosse Bodenfläche überträgt, dass dieselbe pro Flächeneinheit nur einen Druck erhält, den die Bodenart, ohne zusammengepresst zu werden, noch sicher ertragen kann.

Fig. 415 zeigt den Querschnitt und Grundriss einer Pfeilerfundirung auf Beton, die durch den Architekten G. B. Post beim World-Gebäude in New-York zur Anwendung kam *(Zeitschr. des österr. Ing.- und Archit.-Verein 1893, S. 396)*. Hier sind 2 gusseiserne Innensäulen an einen Mauerpfeiler so nahe herangerückt, dass sie in Bezug auf die Fundamente ein statisches Ganzes bilden. Das Mauerwerk des Pfeilers drückt mit 8,1 ^{kg} pro 1 ^{qcm} auf den Beton, während die Betonsohle nur einen Druck von 3,3 ^{kg} pro 1 ^{qcm} auf den Untergrund ausübt.

Fig. 416. Verticalschnitt.

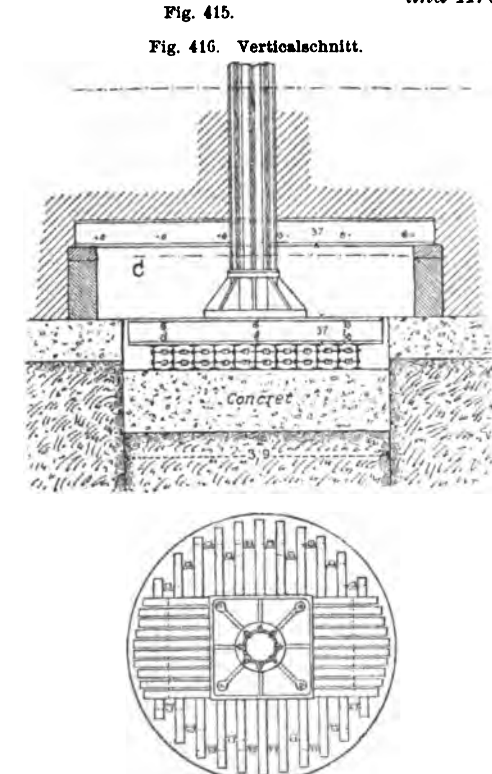


Fig. 417. Grundriss.

Die Broadway-Kabelbahn in Houstonstreet zu New-York erbaute ein Maschinenhaus, wobei der hohe Grundpreis sie veranlasste, über und neben dem eigentlichen Maschinenraum ein Bureau-Gebäude im eisernen Gerippstyl zu errichten. Um es benutzbar und vermiethbar zu machen, musste es unabhängig von den Erschütterungen gemacht werden, welche die grossen, schweren Maschinen mit sich bringen; ausserdem konnten diese nicht ohne Gefahr Setzungen preisgegeben werden, wie sie bei einem Gebäude erlaubt sind. Man hat daher die 75 ^{cm} starke Beton-Grundplatte des Maschinenraumes an 45 Stellen durchbrochen und die Säulen und Fundamente nach der in Fig. 416 u. 417 dargestellten Art ver-

senkt, so dass die Säulenfundamente ganz isolirt sind. Auf der Betonschicht liegen in 2 gekreuzten Lagen über einander gewalzte eiserne Träger und auf diesen steht die eiserne Säule, so dass deren Druck durch die Träger möglichst gleichmässig auf die ganze Betonschicht übertragen wird. Wie Seite 6 erwähnt wurde, ist diese Fundirungsart namentlich in Chicago gebräuchlich.

In neuerer Zeit hat man auch Wasserreservoirs und Brücken ganz aus Beton hergestellt, letztere namentlich in Monier-Construction mit Eiseneinlagen. Ein Fabrikschornstein in Sunderland, von 17 m Höhe ganz aus Cementbeton hergestellt, erhielt oben eine Wandstärke von 0,2 m, am Fusse des Achteckes eine solche von 0,37 m. Die Betonmasse wurde für den Sockel aus 1 Theil Portlandcement und 8 Theilen Sand und Steinbrocken zusammengesetzt; für den Schaft kam eine Mischung von 5 Theilen Sand und Kies auf 1 Theil Cement zur Anwendung *(The Builder 1875, S. 612).*

Die Fundirung des Strompfeilers II der Ruhrbrücke bei Düssern (vergl. Seite 166) ist in Fig. 418 und 419 dargestellt. Die 2,1 m hohe, 11 m breite Betonschicht besteht aus Trassbeton, der in Trichtern versenkt wurde und fertig versenkt pro 1 cbm 17,7 ℳ. kostete, während das fertige Fundamentmauerwerk aus Bruchsteinen in Trassmörtel pro 1 cbm sich auf 16,32 ℳ. stellte. Das ganze Betonbett erforderte 405 cbm Beton und kostete fertig 7306 ℳ. Der Baugrund besteht aus zähem grünen sandigen Thon, der trotz des wilden Charakters des Ruhrhochwassers als unbedenklich angesehen werden konnte, weil die umschliessende 20 cm starke Pfahlwand noch 4 m unter die Sohle der Baugrube hinabreicht und eine sorgfältig ausgeführte Steinpackung den Pfeiler gegen Unterspülung sichert. Es empfiehlt sich, diese Steinpackungen so herzustellen, dass sie das Strombett **nicht überragen**, indem die das Bett überragenden Steinmassen Angriffsstellen für das Wasser bilden und Auskolkungen verursachen. Nach Vollendung der Steinpackungen haben wiederholt bedeutende Ruhrhochwasser stattgefunden. Spätere Peilungen am Strompfeiler II ergaben, dass die starken Strömungen ohne Einfluss auf die das Fundament des Pfeilers umgebenden Steinmassen geblieben waren. Das Minimalgewicht

Fig. 418. Durchschnitt.

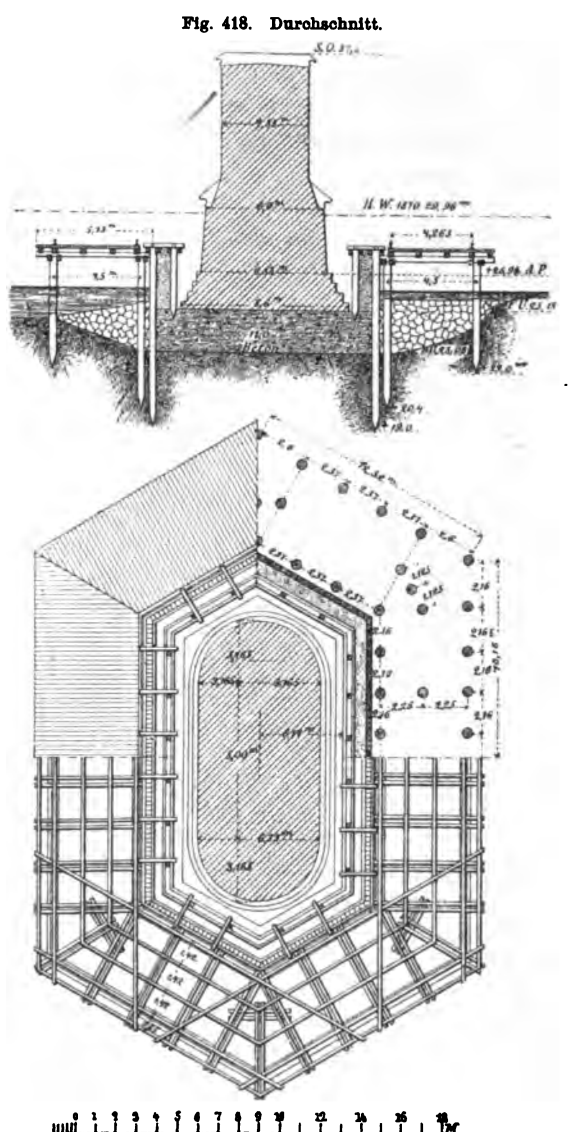


Fig. 419. Grundriss des Strompfeilers II der Ruhrbrücke bei Düssern.

eines Steines von dem zur Packung angewendeten Kohlensandstein durfte $12^1/_2$ kg betragen. Die Steinpackung am Strompfeiler II erforderte 488 cbm Senksteine und kostete 2976,8 *M*. Der auf dem Betonbett aufgeführte Fangedamm, aus Lehm mit Sand, war zwischen der äussern Pfahlwand und der innern, in den noch weichen Beton eingetriebenen Wand, geschüttet; an Zimmerarbeiten kostete die ganze Einrüstung des Pfeilers incl. aller Materialien 16388 *M*. Die Fundirungskosten der ganzen Brücke mit 3 Stromöffnungen von je 48 m lichter Weite und 9 Fluthöffnungen von je 15,693 m lichter Weite stellten sich pro 1 qm der Fundamentfläche auf 159,3 *M*., wenn ein Horizontalschnitt durch den untersten Absatz jedes Pfeilers als Fundamentfläche angesehen wird.

Beim Bau der im Jahre 1868 ausgeführten Schleuse zu **Hameln** *(Zeitschr. des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover 1873, S. 355)*, wovon die Hälfte des Querschnittes in Fig. 420 dargestellt ist, wurde ebenfalls eine Betonfundirung angewendet. Der Baugrund bestand aus Kiesablagerungen, die mit zunehmender Tiefe eine gröbere Beschaffenheit zeigten. Bei der grossen Nähe des Oberwassers, welches nicht unter + 2,4 m fällt, stand bei dem durchlassenden Boden ein Wasserzudrang in Aussicht, wesshalb wegen der bedeutenden Wasserschöpfkosten von einer Pilotirung der Schleuse abgesehen und eine Betonfundirung gewählt wurde. Als Anhaltspunkt zur Bestimmung der Betonstärke diente die Annahme, dass bei einer etwaigen Erneuerung der Thore, die Schleuse abgedämmt und leer geschöpft werden müsse. Da der Kammerboden auf — 1,75 m, der Oberwasserspiegel auf + 2,4 m liegt, so findet ein Wasserdruck von 4,15 m auf das Betonbett statt. Bleibt die Verstärkung des letzteren durch das umgekehrte 0,44 m starke Gewölbe unberücksichtigt, so wird ein senkrecht zur Schleusenaxe liegender Streifen der Bettung durch denjenigen Wasserdruck auf seine Biegungsfestigkeit in Anspruch genommen, welcher nach Abzug der zum Auftriebe erforderlichen Wassersäule übrig bleibt. Bei Annahme einer Zugfestigkeit des Betons von 5 kg pro 1 qcm ergab sich alsdann eine Schüttungshöhe von 1,46 m, und kann dieses Bett schon durch sein eigenes Gewicht, bei einem specifischen Gewicht des Betons = 2, einem Wasserdrucke von 2,92 m Widerstand leisten.

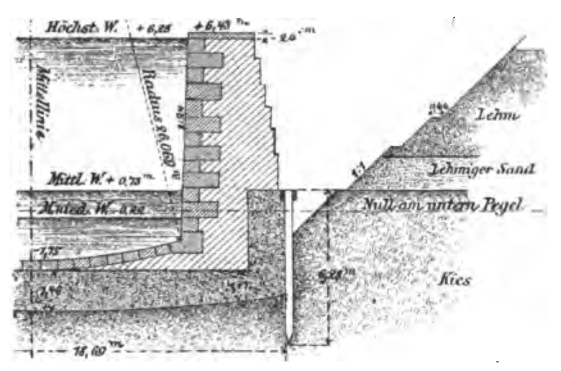


Fig. 420. Querschnitt der Weserschleuse zu Hameln.

Die Umschliessung der Baugrube bestand aus 15 cm starken Spundwänden, deren Kopf auf + 0,7 m lag und welche bis 1,5 m unter die Sohle der Baugrube hinab reichten. Bei den kürzeren Spundpfählen der Vorhafenmauern wurde der Versuch gemacht, die Federn besonders zu schneiden und auf die Pfähle aufzunageln; diese künstlichen Federn wurden aus bestem Holze hergestellt und konnten sich mit den angearbeiteten in jeder Beziehung messen, dabei hatten sie den Vortheil, dass sie weniger Arbeit verursachten und wesentlich an Holz ersparten. Das erste Einrammen der 4,4 bis 6 m langen Pfähle geschah durch Zugrammen, das tiefere Eindringen dagegen wurde durch Kunstrammen bewirkt und waren sämmtliche Pfähle mit eisernen Schuhen armirt. Damit die Arbeiter pro Mann und Tag 2,5 *M*. verdienten, musste beim Einrammen der 15 cm starken Spundpfähle das qm Fläche der fertig geschlagenen Spundwand wie folgt bezahlt werden:

Länge der Pfähle = 2,6^m 2,9^m 3,5^m 4,4^m 6,0^m
2,7 3,1 4,0 4,9 7,0 Mark

in welche Kosten sämmtliche Nebenarbeiten mit inbegriffen sind. Die in der Tiefe von Null beginnende Kiesschicht zeigte eine so grosse Festigkeit, dass man von der Ausbaggerung Abstand nahm und durch starke Schöpfmaschinen die 76^m lange, 18,7^m breite Baugrube bis zu 2,9^m unter Null wasserfrei hielt, so dass nur der letzte Rest von 0,7^m Tiefe durch Handbaggerarbeit von Flössen aus beseitigt werden musste. Der Transport der gewonnen Kiesmassen geschah auf Interimsgleisen mit Pferdebetrieb und zahlte man für die Aushebung des unteren Theiles der Schleusenbaugrube incl. Baggerung, bei 400^m Transportweite und 7,8^m mittlerer Steigung, 1,25 *M.* für 1^{cbm}, wodurch ein Verdienst von 1,87 *M.* für den Mann und Tag erzielt wurde. Zur Fundirung der Schleuse, ohne die Vorhäfen, waren ca. 2300^{cbm} Trass-Beton erforderlich und stellte sich 1^{cbm} des fertig versenkten Betons auf 16,4 *M.*

Wenn bei einer Fundirung **Grundpfähle** angewendet werden müssen, so ist in neuerer Zeit die Ausführung eines Rostes auf den Grundpfählen fast vollständig aufgegeben, anstatt dessen schüttet man eine Betonsohle unmittelbar zwischen und auf die Rostpfähle, indem die Baugrube durch eine einfache Spund- oder Pfahlwand eingeschlossen ist; es wird dann hier auch noch, zur vollkommeneren Abhaltung des Wassers von der Baugrube, ein leichter Schutzdamm aus Beton oder undurchlässigem Erdmaterial auf das verbreiterte Betonbett gestellt. Durch diese Anordnung wird die kostspielige Wasserschöpfarbeit, die bei Ausführung eines Pfahlrostes nöthig wird, fast ganz umgangen, indem bei guter Ausführung des Betonbettes die Baugrube nur einmal leergeschöpft zu werden braucht. Ausserdem bietet diese Methode noch den wesentlichen Vortheil, dass die Grundpfähle durch das Betonbett gegenseitig abgesteift und so gegen Ueberweichen aus der beabsichtigten Stellung gesichert werden.

In dieser Weise wurden die im Jahre 1869 begonnenen 3 Hellinge im Kriegshafen an der **Kieler Bucht** fundirt, welche zum Neubau der 2500 bis 5000 Tonnen schweren Kriegsschiffe dienen *(Zeitschr. des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover 1876, S. 49).* Ein Querschnitt durch einen Helling ist in Fig. 421 dargestellt. Die Untersuchung des Baugrundes durch Bohrungen, durch Rammen von Probepfählen und durch Ausführung von Probebelastungen hatte ergeben, dass in den oberen Schichten Thon, Moor und Sand wechselten und dass der Baugrund nur etwa die Hälfte der Last zu tragen vermochte, die beim Bau eines Schiffes aufzunehmen war und etwa 15 Tonnen pro ^{qm} beträgt. Man beschloss daher, die andere Hälfte der Last durch Grundpfähle auf die unteren festen Sandschichten zu übertragen. Anfangs verwendete man Cementbeton und waren für den zu liefernden Cement die Bedingungen festgestellt, dass derselbe beim Anrühren mit Wasser von 14° R. seine Temperatur nur um 2 bis 3° erhöhen und nicht eher als nach 30 Minuten abbinden dürfe; als Festigkeit gegen Zerreissen wurde nach 8 Tagen 18^{kg}, nach 30 Tagen

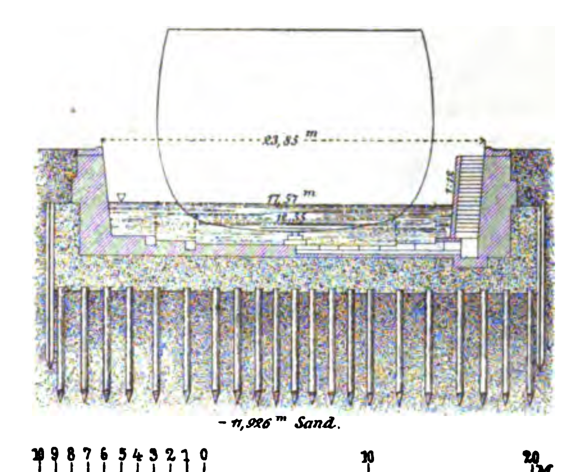


Fig. 421. Schnitt durch den Helling bei Kiel.

mindestens 22^{kg} pro ^{qcm} verlangt. Zum Beton wurde fast ausschliesslich Granitschotter verwendet, nur wurden Ziegelbrocken desshalb mit zugelassen, weil der Granit nicht rasch genug zu beschaffen war. Mit der Anwendung eines sehr **fetten** Cementbetons hatte man, wegen der grossen Schlammbildung beim Versenken, schlechte Erfahrungen gemacht, wesshalb man den Cementbeton später magerer herstellte, wodurch die Schlammbildung geringer wurde (vergl. Seite 137). Als man schliesslich bei einem Helling Trassbeton anwendete, zeigte sich die Schlammbildung als ausserordentlich gering, im Verhältniss zu den früheren Betonirungen mit Cementbeton, wozu noch die Annehmlichkeit hinzu kam, dass man grössere Mengen Beton im Voraus bereiten konnte, da die Erhärtung nicht so rasch wie beim Cementbeton eintritt. Die Kosten für das Einrammen der 20 bis 25^{cm} starken Spundpfähle stellten sich bei 3^{m} Einrammungstiefe der Pfähle je nach dem System der angewendeten Dampfkunstramme auf 1,54, 1,64 und 1,95 *M.* pro ^{qm} der ganzen Spundwand.

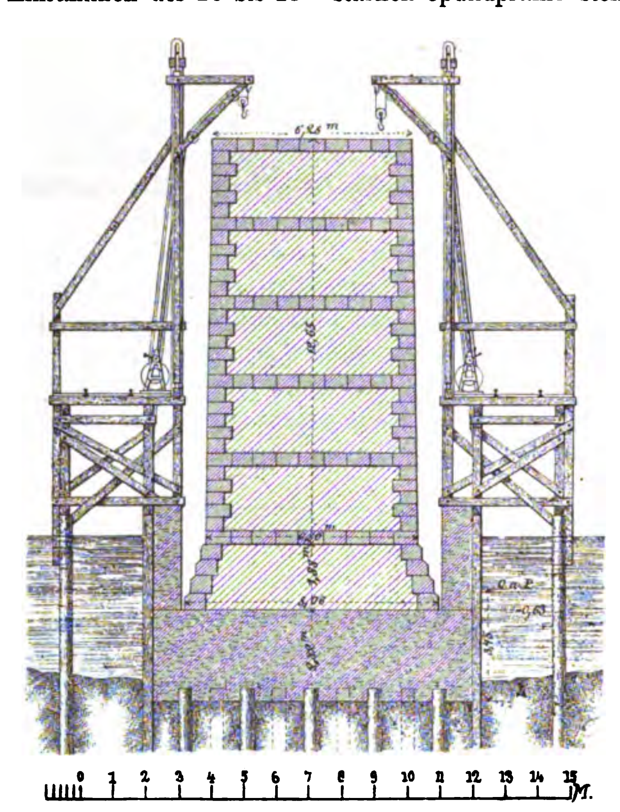


Fig. 422. Strompfeiler der Weichselbrücke bei Thorn.

Die mehrfach erwähnte in den Jahren 1870 bis 73 erbaute Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn mit 11 Fluth- und 6 Stromöffnungen *(Zeitschr. für Bauwesen 1876, S. 35 und 197)* hat 5 Oeffnungen von je 94,16^{m} lichter Weite mit 6,28^{m} starken Mittelpfeilern, die auf Grundpfählen mit Betonschüttung fundirt sind. In Fig. 422, sowie in Fig. 268 bis 270 ist die Fundirung dieser Pfeiler dargestellt. Die Bodenschichtung zunächst der Oberfläche bestand aus mehr oder weniger feinem Sand und sandigem Schlick, unter dem eine feste Thonschicht in wechselnder Tiefe in der Weise gelagert war, dass sie von — 3,14^{m} die Tiefe von 10,04^{m} erreichte, dann wieder bis auf — 2,5^{m} ansteigt und endlich die Terrainhöhe erreichte. Die Fundirung der Pfeiler ergab, dass sich unmittelbar über dem Thon eine Lage bis zu 5^{cbm} grosser Steine, ziemlich dicht gelagert, hinzieht. Mit Rücksicht auf diese schon bei den Bohrversuchen ermittelten Ablagerungen von Steinen und Holzstämmen konnte es nicht zweifelhaft bleiben, dass die Herstellung von Spundwänden um die Pfeiler-Fundamente theilweise erheblichen Schwierigkeiten begegnen würde, wesshalb es vortheilhaft erschien, die Pfeiler der Fluthbrücke auf Brunnen und nur die eigentlichen Strompfeiler auf Grundpfählen und Beton zwischen 26^{cm} starken ungespundeten Pfahlwänden zu fundiren. Die Rammarbeiten wurden wegen der sehr wechselnden Wasserstände grossentheils von Prahmen, und nur die Grundpfähle innerhalb der Pfahlwände (Fig. 270) von festen Gerüsten aus bewirkt, wobei die Dampframmen sich auf Schiebebühnen bewegten, welche von den verzangten

Pfahlwänden und einzelnen, vor Schluss der letzteren eingerammten Rüstpfählen getragen wurden. Die Zusammensetzung des Cement-Betons ist bereits Seite 167 erwähnt. Um das Eintreiben von Sand in die Baugrube zu verhindern, ist noch eine besondere Pfahlwand *w* angeordnet (Fig. 270), welche seitlich aus je 2 Pfahlreihen besteht, die mit Faschinen ausgefüllt sind, wie (Fig. 268) zeigt.

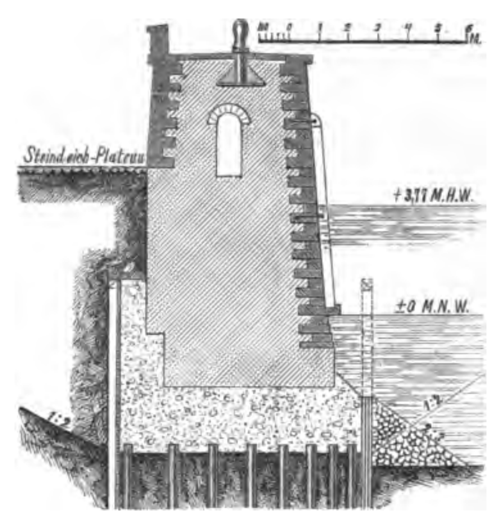


Fig. 423. Querschnitt nach *C—D* in Fig. 350.

Die in **Wilhelmshafen** ausgeführten Hafenmolen sind ebenfalls auf Grundpfählen und Beton fundirt. Fig. 423 zeigt einen Querschnitt nach *CD*, Fig. 350, durch eine dieser Molen. Angestellte Bohrversuche ergaben, dass bei ± 0 eine Sandschicht beginnt, welche in den oberen Theilen ziemlich thonhaltig und von Wasseradern durchzogen ist, in den untern Schichten jedoch eine feste Ablagerung bildet, die noch bei — 15ᵐ vorgefunden wurde. Dieser Sand war unter Wasser allerdings sehr fest, wurde aber zum beweglichen Triebsande, wenn man durch Wasserschöpfen Quellen in demselben bildete. Bei diesem Untergrunde beschloss man, die Bauwerke auf Beton zu fundiren und wurde für die Hafeneinfahrtmauern ein 2,2ᵐ starkes Betonbett angeordnet, dessen Sohle auf — 4,71 liegt. Bei den vortretenden Hafendämmen und Molenköpfen wurden unter dem Betonbett Grundpfähle eingeschlagen, welche nach der Vorderseite der Mauer dichter an einander gestellt sind, weil hier die Mauer durch das Ueberkippen den stärksten Druck auf die Fundirung ausübt. Die mit einer Böschung von 1 : 2 ausgehobene Baugrube wurde bis + 0,94ᵐ mit dem Spaten ausgeschachtet und von da ab mittelst Handbagger vertieft. Nachdem die Baugrube fertig ausgehoben war, wurden die zu den Rüstungen erforderlichen Pfähle mittelst Auslegerrammen geschlagen. Auf beiden Seiten der Hafeneinfahrtsmauern war eine Rüstung angeordnet, deren Bohlenbelag auf + 1,25ᵐ lag, und von diesen Rüstungen aus wurden die Spund- und Grundpfähle mittelst Dampframmen eingeschlagen. Die landseitigen Rüstungen dienten auch zum Materialtransport und waren desshalb mit Eisenbahngleisen versehen. Auf der dem Bassin zugekehrten Seite sind die Hafeneinfahrtsmauern mit einer Spundwand eingefasst, welche auch um die Molenköpfe herumgeführt ist und hier aus $^{31}/_{36}$ᶜᵐ starken, 12,5ᵐ langen Pfählen besteht; an der Landseite der Mauern wurden $^{31}/_{31}$ᶜᵐ starke ca. 9,5ᵐ lange Pfähle in Entfernungen von 0,942ᵐ von Mitte zu Mitte eingerammt, woran 5ᶜᵐ starke Bohlentafeln durch Taucher befestigt sind. Die eingeschlagenen Grundpfähle wurden nach sorgfältiger Wegräumung des Sandes mit der Kreissäge unter Wasser abgeschnitten. Als die Baugrube in dieser Weise hergestellt war, konnte das Betonbett geschüttet werden. Der verwendete Beton bestand aus zerkleinerten Bruchsteinstücken und Ziegelbrocken aus hartgebrannten Backsteinen, mit Trassmörtel aus 2 Theilen Kalk, 3 Theilen Trass und 1 Theil Sand. Für die Molenköpfe und die daran stossenden Theile der Hafendämme wurde die Betonsohle wegen der starken Strömung und der dadurch hervorgebrachten Vertiefung auf — 5,65ᵐ geschüttet und wurden hier 12,5ᵐ lange Grundpfähle verwendet, während für die auf — 4,71ᵐ fundirten Theile der Hafendämme 9,5ᵐ lange Pfähle eingeschlagen sind. Nach der Ausführung des Bauwerkes ist die vordere Spundwand nach Fig. 423 auf — 2,826ᵐ unter Wasser abgeschnitten.

Bei Fundirungen auf Grundpfählen kommt es zuweilen vor, dass man das Mauerwerk unmittelbar auf die Pfahlköpfe stellt, dann wird aber zur gegenseitigen Absteifung der Pfähle eine Betonschicht zwischen die Pfahlköpfe geschüttet, wodurch diese Absteifung nach jeder Richtung sehr vollkommen erreicht wird. Beim Bau des grossen Speichers am Kaiserkai zu Hamburg, wovon Fig. 424 einen theilweisen Querschnitt giebt, wurde diese Fundirungsart angewendet *(Zeitschr. des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereins 1874, S. 238)*. Die Tiefe des Gebäudes ist durch 3 Säulenreihen in 4 Fächer getheilt, von denen die beiden mittleren 4,37^{m} von Mitte der Säulen weit sind, während die Seitenfächer von Mitte der Säule bis zur Umfassungsmauer im ersten Stock 4,0^{m} messen, wobei die Mauer hier 0,58^{m} Stärke hat, in den übrigen höher gelegenen Stockwerken jedoch auf 0,477^{m} reducirt ist. In der Längenrichtung des Gebäudes beträgt die Entfernung der Säulen von Mitte zu Mitte 4,3^{m}. Der Speicher soll auf kurze Zeit alle vorkommenden Waaren, besonders aber Getreide aufnehmen. Das ganze Gebäude ruht auf Pfählen, zwischen denen eine 0,5^{m} hohe Betonschicht geschüttet ist. Unter jeder Säule stehen 6 Pfähle, auf denen massive Pfeiler aufgemauert sind, die mittelst halbkreisförmiger Gegenbogen mit einander verbunden wurden. Zur gleichmässigen Vertheilung des Säulendruckes auf die Pfeiler dient eine grössere Granitplatte, die unter dem Fusse der untersten Säule liegt. Durch 5 Geschosse sind die gusseisernen Säulen auf einander gestellt, dann folgen bis zum Kehlgebälk des Daches hölzerne Ständer, die in entsprechenden Schuhen der obersten Säulen stehen. Die Betonschüttung zwischen den Pfählen bildet mit den Pfahlköpfen eine ebene Fundamentfläche, worauf die massiven Pfeiler mit den Gegenbögen, den grossen Druck der Säulen in sehr zweckmässiger Weise vertheilen.

1:200 2,37 2,94 3,01 3,01 4,01 2,58

Fig. 424.

In den Jahren 1873—76 wurde am Elbeufer bei Altona eine 332^{m} lange Kaimauer nach dem in Fig. 425 dargestellten Querschnitte auf Beton fundirt. Nachdem der Kai im Frühjahr 1876 fertiggestellt und dem Betriebe übergeben worden war, machte sich schon im Herbste desselben Jahres eine sehr erhebliche Ausweichung der Kaimauer bemerkbar, die zuletzt auf der östlichen Strecke bis zu 1,03^{m} betrug *(Wochenblatt für Archit.- u. Ing. 1880, S. 187)*. Eine genaue Untersuchung ergab, dass nur der untere Theil der Mauer mit Sand, der obere Theil aber mit Lehm hinterfüllt war. Das von den hinterliegenden Höhen kommende Wasser hatte sich, weil es nicht rasch genug weggeführt werden konnte, hinter der Mauer angesammelt und hatte die Hinterfüllungserde nach und nach aufgeweicht; der hierdurch erheblich vermehrte Horizontalschub,

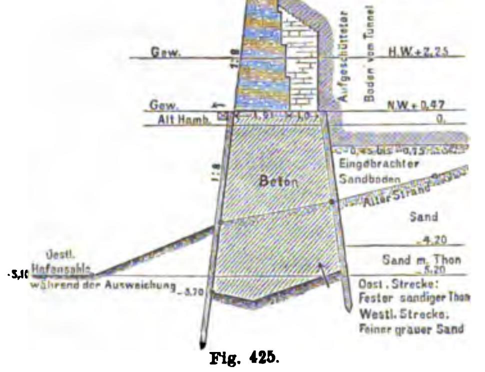


Fig. 425.

der während des zeitweiligen ungewöhnlich niedrigen Wasserstandes in der Elbe noch activer auftreten konnte, hat bei der Vorderkante der Mauer eine übermässig grosse Pressung des Untergrundes veranlasst; dieser gab nach und so fand die Verschiebung bezw. Sackung statt.

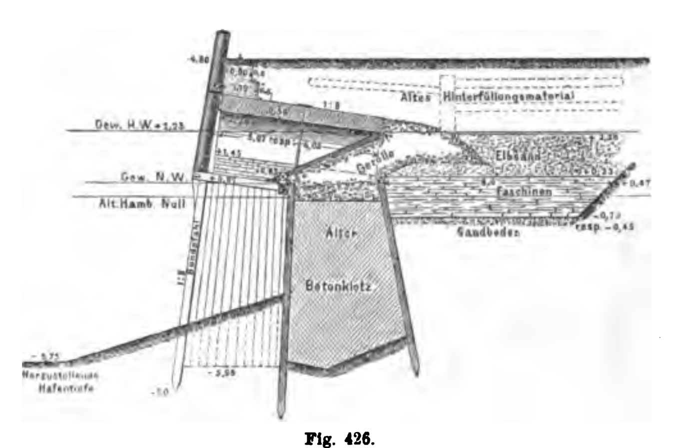


Fig. 426.

Die Reconstruction erfolgte dadurch, dass vor der gewichenen Mauer ein ganz neuer auf Pfählen fundirter Pfeilerbau aufgeführt wurde. Die Zwischenräume zwischen den einzelnen Pfeilern sind mit Bögen überwölbt, und hierauf und auf den Pfeilern selbst ist das übrige neue vordere Mauerwerk aufgeführt. Die alte Mauer ist bis zur Höhe des Betonklotzes abgetragen, und dieser ist mit Bögen, die sich an den Vorderbau anschliessen, überwölbt. In Fig. 426 und 427 sind 2 Querschnitte der ganzen Mauer und der Hinterfüllung dargestellt, Fig. 426 durch einen Bogenscheitel, Fig. 427 durch einen Pfeiler. Die Kosten der Reconstruction stellten sich auf ca. 282000 ℳ., oder pro 1 m Mauer auf 850 ℳ.

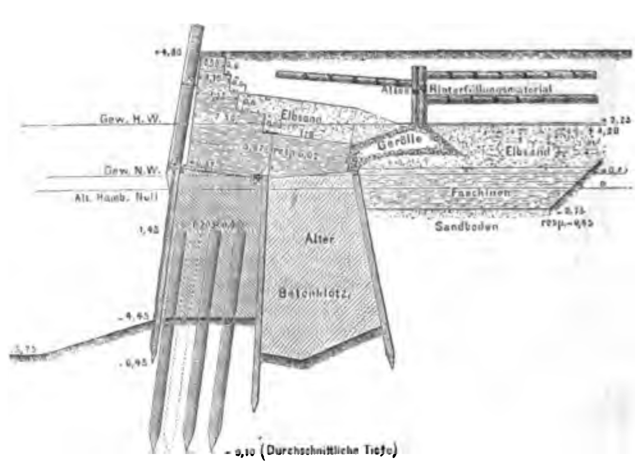


Fig. 427.

§ 26. Fundirungen auf Steinschüttung.

Gewöhnlich werden Fundirungen auf Steinschüttung nur bei Hafenbauten, wo die Wassertiefe sehr gross ist und der starke Wellenschlag jede andere Fundirungsart fast unmöglich macht, angewendet; zuweilen werden aber auch Brückenpfeiler und Wehrbauten auf Steinschüttungen fundirt. In neuerer Zeit sind beim Bau der Seehäfen in Frankreich, Oesterreich, England und Amerika Steinschüttungen vielfach ausgeführt, namentlich bei den Häfen von Marseille, Triest, Fiume u. s. w. Beim Triester Hafen *(Allgemeine Bauzeitung 1876, S. 24 u. 101)* wurden Schleusenanlagen nicht erforderlich, da die Differenz zwischen den höheren und niedrigen Wasserständen nur unerheblich ist. Die Anlage beschränkte sich auf Herstellung von 4 Molen, der dazwischen liegenden Kais und eines Hafendammes, welcher die Hafenbassins gegen Wellenschlag schützen soll. Fig. 428 zeigt den Lageplan des neuen Hafens in Verbindung mit dem neuen Bahnhofe. Der sehr ungünstige Baugrund besteht aus weichem nachgiebigen Boden und ist theilweise noch dadurch verschlechtert,

dass die aus dem alten Hafen gebaggerte Schlamm-Masse hier abgelagert war. Die sehr bedeutende Wassertiefe beträgt vor den Köpfen der Molen 10^m bis 14^m, in der Linie des Hafendammes aber ca. 16^m. Die Molen No. 1 bis 3 sind 215^m lang, während die Mole No. 4 nur 200^m Länge hat. Die Mole No. 1 hat 93^m, die übrigen Molen haben je 80^m Breite und sind die Molen 300^m von einander entfernt. Der 1090^m lange Hafendamm ist in einer Entfernung von 170^m von den Molenköpfen, parallel mit den Kaimauern ausgeführt; die gegen die Einfahrt gekehrte Traverse hat eine Länge von 75^m, so dass für die Einfahrtsöffnung noch 95^m bleiben. Das Profil des Hafendammes ist in Fig. 429 dargestellt; der Damm ist seit dem Jahre 1874 fertig; er hat 52 % des gesammten Steinschüttmateriales er-

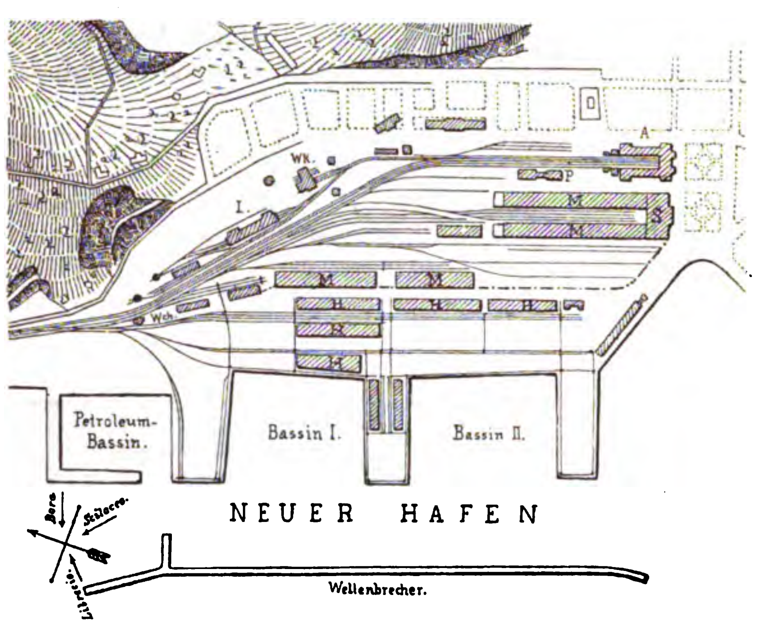


Fig. 428. Hafen und Bahnhof in Triest.
A. Empfangsgebäude, *M.* Magazine, *L.* Locomotivschuppen, *S.* Silos, *H.* Lagerhäuser, *P.* Post- und Eilgut-Magazin, *Wch.* Weichenthurm, *Wk.* Werkstätte.





Fig. 429. Hafendamm.

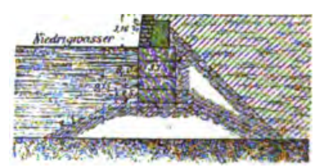


Fig. 430. Kaimauern.

fordert, ist 8^m tief in den Boden eingesackt und hat seitliche Schlammauftreibungen von 3,5^m bis 4,5^m Höhe veranlasst.

Bei den Kai- und Molenmauern, deren Querschnitt Fig. 430 darstellt, sind die Steinschüttungen bis auf 6^m unter Niedrigwasser in einer Kronenbreite von 8,2^m mit einer Böschung von 2 : 1 heraufgeführt und sind dann die künstlichen Blöcke (vergl. Seite 70, 141 u. 166) in 4 Schichten auf die Mitte der Schüttung versenkt. Die Südbahn übernahm im Jahre 1867 den Bau des Hafens gegen eine Vergütung von 13½ Millionen Gulden und musste sich verpflichten, den Bau bis zum Jahre 1873 zu vollenden. Es zeigte sich aber, dass diese Bedingung unausführbar war, weil die Versetzung der Blöcke im Jahre 1869 auf die im vorhergehenden Jahre aufgeführte Steinschüttung und die Anschüttung hinter den Blöcken sehr erhebliche Senkungen und Auftreibungen

des Untergrundes zur Folge hatten, weshalb man sich zu einem langsameren Vorgehen entschliessen musste, um den Steinschüttungen eine vollkommenere Lagerung zu gestatten. Die 2. Mole erhielt auf diese Weise eine längere Zeit zur Lagerung und wurde die Anschüttung vor dem Versetzen der Blöcke aufgebracht, wodurch das Fundament eine solche Festigkeit erhielt, dass die Blöcke nach dem Versetzen ohne Senkung in ihrer ursprünglichen Lage verblieben. Hafenbaumeister war Oberinspector F. Bömches.

Im Hafen von Fiume war der Meeresboden für die Fundirung nicht ungünstig, indem nur eine etwa 2^{m} hohe Schlammschicht auf einer ca. 18^{m} hohen, auf Fels lagernden, grobkörnigen Sandschicht gelagert war. Die Wassertiefe beträgt an den zwischen den Molen liegenden Kaimauern 9^{m}, am ersten Molenkopfe 22^{m} und erreicht an der Traverse die enorme Tiefe von 40^{m}. Die Querschnittsdimensionen des Hafendammes oder Wellenbrechers sind dieselben wie in Triest. Von dem Hafen zu Fiume giebt Fig. 431 einen Uebersichtsplan. Darin sind die ursprünglichen Ufer durch punktirte Linien angedeutet. Die schon vorhandenen älteren Hafenanlagen sind mit gestrichelten Linien bezeichnet. Bis Ende 1877 waren für den Hafenbau 3453200 fl. verausgabt, während die Gesammtkosten 6250000 fl. betragen sollen.

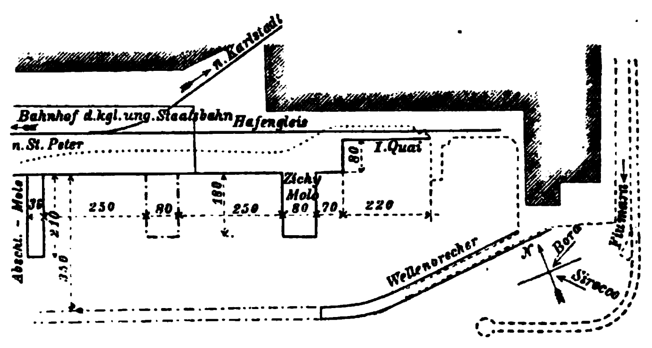
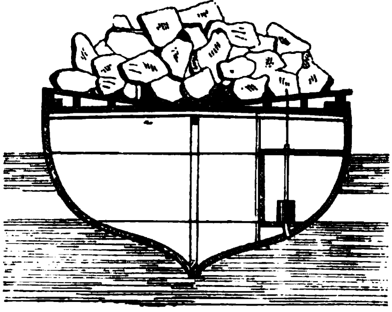


Fig. 431. Hafen in Fiume.

Das für die Steinschüttung bestimmte Material wurde seinem Gewichte nach in 5 Kategorien eingetheilt, nämlich in Kleinmaterial, wobei die Stücke höchstens 3^{kg} wiegen, in Bruchsteine von 3 bis 100^{kg} Gewicht, in Blöcke 1. Kategorie von 100 bis 1300^{kg}, in Blöcke 2. Kategorie von 1300 bis 4000^{kg} und in Blöcke 3. Kategorie mit dem Gewichte von 4000^{kg}. Das Kleinmaterial liegt im Innern der Dämme, gleichsam den Kern derselben bildend, während die höheren Kategorien auf die Böschungen der Schüttungen zum Schutze gegen den Wellenschlag zu liegen kommen *(Dieser Hafenbau ist vom Ingenieur J. Wilfan ausführlich publicirt in der Zeitschr. des österr. Ing.- und Archit.-Vereins 1874, S. 257).*

Die Schüttung des Kleinmaterials und der Bruchsteine geschah durch Klappschiffe mittelst Oeffnens der Fallthüren, während die Blöcke von Deckschiffen aus versenkt wurden, die besonders für diesen Zweck construirt sind. Es wurden nämlich die zum Transporte der Blöcke bestimmten Deckschiffe nach dem Querschnitte Fig. 432 an der einen Bordwand mit einem hölzernen Kasten versehen, der fast $^{2}/_{3}$ der ganzen Schiffslänge einnimmt. Dieser Kasten ist zwischen den Tauchungslinien des Schiffes im leeren und beladenen Zustande angebracht und hat an jedem Ende eine 20^{cm} weite eiserne Röhre, durch welche das Aussenwasser in den Kasten eintreten kann, falls die Röhren nicht durch die schweren cylindrischen Gewichte abgeschlossen sind. An jedem


Fig. 432.

der beiden Gewichte ist ein hölzerner Stab befestigt, an dessen Ende ein leichtes Tau gebunden und über Rollen auf Deck geleitet ist, von wo aus die Röhren mittelst Zuges an den beiden Tauen geöffnet und das Wasser zum Einströmen in den Kasten gebracht werden kann.

Das Deck des Schiffes bildet 2 geneigte Ebenen; soll nun das Schiff abgeladen werden, so genügen 2 Mann zum Oeffnen der beiden Röhren und das einströmende Wasser bringt das Schiff zum Neigen. Bei genügender Neigung des Schiffes stürzt dann die ganze Ladung über Bord und nur selten bleibt ein Block auf Deck. Da nun der Wasserkasten sich zwischen der vollen und der leeren Tauchungslinie befindet, so wird derselbe nach Entlastung des Schiffes bis über das Niveau des Wassers gehoben, wodurch das im Kasten befindliche Wasser von selbst aus demselben ausfliesst. Die ganze Operation dauert wenige Minuten, kann bei jedem Wetter vorgenommen werden und ist billig und völlig gefahrlos. Am vorderen und hinteren Ende der Schiffe befindet sich je eine verticale eiserne Röhre von 15^{cm} Weite, die oben und unten offen ist, unten also mit dem Wasser direct communicirt. In jeder dieser Aichungsröhren steckt eine hölzerne Stange, an deren unterem Ende ein hohler Cylinder aus Kupferblech befestigt ist, wodurch die Stange immer gleich tief tauchend im Wasser erhalten wird. Bei der erstmaligen Ladung eines Schiffes erfolgte dieselbe in möglichst gleichförmiger Weise, wobei nach je 100 Zoll-Ctr. neu aufgelegter Last an der über den Rand der Röhre hervorragenden Schwimmerstange ein Strich gemacht wurde. Ist die Ladung des Schiffes vollendet, so hat man auf der einen Stange eine Reihe von Theilstrichen erhalten, deren oberster dem Gewichte des leeren Schiffes und deren unterster jenem des beladenen Schiffes entspricht. Bei jeder folgenden Ladung braucht man nur vor Beginn derselben das arithmetische Mittel aus der vorderen und hinteren Ablesung zu nehmen und dieses von jenem nach Vollendung der Ladung erhaltenen arithmetischen Mittel abzuziehen, um das Gewicht der Schiffsladung in Zoll-Centnern ausgedrückt zu erhalten. Bei einer Schiffsladung von ca. 4000 Zoll-Centnern kann man auf diese Weise das Gewicht der Ladung bis auf 10 Zoll-Ctr. genau bestimmen.

Ein anderer Prahm, der dazu bestimmt ist, Materialien leicht und ohne Gefahr für die Arbeiter in das Meer hinabzusenken, kam 1883 bei den Hafenbauten von Saint-Jean zu Luz in Anwendung; derselbe ist in Fig. 433 bis 435 dargestellt. Dieser Prahm trägt in seinem mittleren Theile 4 Kasten aus starkem Eisenblech, die auf einer Brücke ruhen. Diese Kasten liegen rechts und links von dem mittleren, festen Theile des Schiffes und sind um die Axe, auf welcher sie ruhen, in der Weise beweglich, dass sie rechtwinklig zum Schiffe gekippt werden können.

Fig. 433. Grundriss.

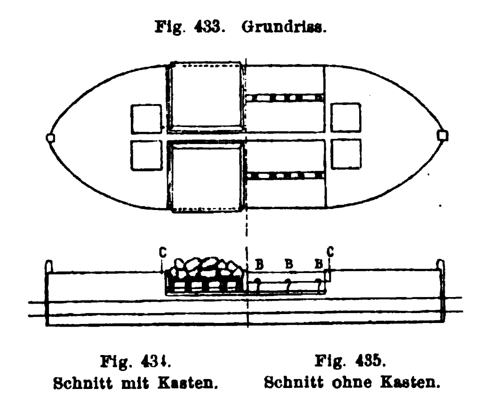


Fig. 434. Schnitt mit Kasten. Fig. 435. Schnitt ohne Kasten.

An der Rückseite, also nach dem Innern des Schiffes zugekehrt, tragen diese Kasten starke Daumen, über welche eiserne Haken *B* greifen, gleichzeitig beweglich durch den eisernen Hebel *C*. Durch diese Hakengruppe werden die Kasten in horizontaler Lage erhalten, solange sie belastet werden. Bei der Belastung ist darauf zu achten, dass der vordere Theil etwas stärker belastet wird und somit ein Uebergewicht erhält. Sobald nun die Haken gelöst werden, kippen die

Kasten nach vorn, nehmen eine Neigung von etwa 30° an, und die darauf liegenden Steine rutschen herab, so dass also die Entladung ganz ohne Stoss vor sich geht. Da jeder Kasten für sich gelöst werden kann, so ist die Möglichkeit gegeben, jeden Kasten einzeln, oder 2, 3, 4 gemeinschaftlich zu entleeren.

Im leeren Zustande liegt das grössere Gewicht der Kasten nach der Innenseite des Schiffes zu, da sie nicht ganz in der Mitte unterstützt sind, und es ist somit eine sehr geringe Kraft im Stande, den entleerten Kasten wieder in seine normale Stellung zurück zu bringen.

Bei dem geringen Tiefgang des Prahms von 1 bis 1,1^{m} bei voller Ladung und 0,5 bis 0,6^{m} im leeren Zustande ist es möglich bei der Fluth des Meeres die Steinmassen bis zur Höhe des Mittelwassers zu versenken und so ein Depot der Materialien zu bilden, die dann bei Niedrigwasser besser gepackt und geschichtet werden können *(Annales des ponts et chaussées, août, 1881)*. Die Construction des Prahms ist sehr einfach und doch dauerhaft; er kann etwa 45 bis 50^{t} Steinmaterial tragen. Die Herstellungskosten stellen sich auf 8000 ℳ.

Fig. 436 zeigt den Lageplan des Hafens von Genua *(vom Reg.-Baumeister Mühlke mitgetheilt im Wochenblatt für Archit. und Ingenieure 1883, S. 443)*. Da Genua unter allen italienischen Seestädten den grössten Schiffsverkehr hat und durch Erbauung der St. Gotthardbahn noch erhöhte Bedeutung gewann, so war man darauf bedacht, einen vollständigen Umbau des Hafens vorzunehmen. Eine Hauptförderung erhielt das Unternehmen durch die Freigebigkeit eines reichen Italieners, der fast die Hälfte der Bausumme von 26 Millionen Lire der Stadt als Geschenk darbot. Dem alten Hafen, einer durch 2 Molen von der offenen See geschiedenen, natürlichen, amphitheatralisch von Höhen umgebenen Ausbuchtung des ligurischen Meeres, mangelte es vor allem an Kaien, an welchen der Massenimport der engl. Steinkohle durch directe Umladung auf Eisenbahnwagen hätte bewältigt werden können.

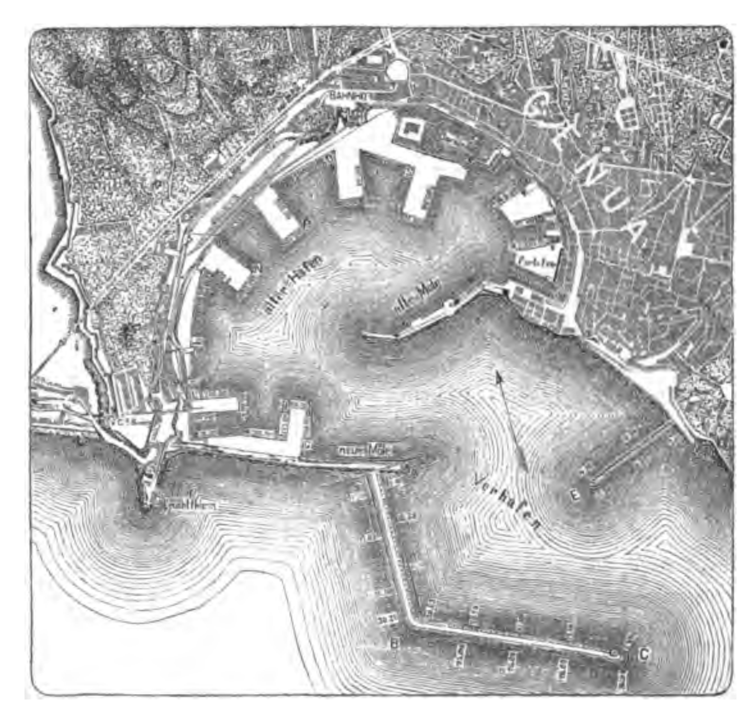


Fig. 436. Lageplan des Hafens von Genua. Massstab 1:30000.

Das von dem italienischen Ingenieur Giaccone verfasste Erweiterungs-Project schafft 8 neue Piers im alten Hafen, verschiebt gleichzeitig einen Theil der Uferlinie vom neuen Molo bis zum Palast Doria in's Meer hinein und verwandelt so den ganzen

alten Hafen zu einem inneren Hafenbassin, dem ein fast gleich grosser neuer Vorhafen durch Anlage zweier neuen Molen vorgelegt wurde. Die Hafeneinfahrt ist hierdurch um 1200^m nach SSO. gegenüber der auf dicht am Meeresstrande sich erhebenden steilen Felshügel gelegenen Kirche S. Carignano verschoben. Die Wassertiefe an der Westmole wechselt von 15^m am Anschluss an den neuen Molo bis 28,8^m am Molenkopfe. Der felsige Baugrund erträgt die Last des mächtigen Steindammes ohne seitliche Ausweichungen. Die Schwierigkeiten, welche durch den weichen Baugrund bei den Hafenbauten in Triest auftraten, fielen in Genua fort. Statt dessen war bei der Molenconstruction die grosse Wassertiefe, sowie die ungeheure Kraft des Wellenschlages zu berücksichtigen. An der den Südwestwinden offen ausgesetzten Küste von Genua ist der Wellenschlag erheblich stärker, als in dem geschlossenen Meeresbassin bei Triest, wo der Landwind (die Bora) am meisten Gefahr bringt.

Das Profil der neuen Ostmole giebt Fig. 437. Als mächtiger Steindamm construirt, ist die Mole an der Seeseite bis auf 6^m Tiefe mit Betonblöcken bekleidet und trägt auf ihrer Krone seewärts einen aus mehreren Betonblockreihen bestehenden Wellenbrecher, hafenwärts die auf Beton fundirte Molenstrasse. Bei der Westmole beträgt die Breite des Dammes im Meeresspiegel 32^m.

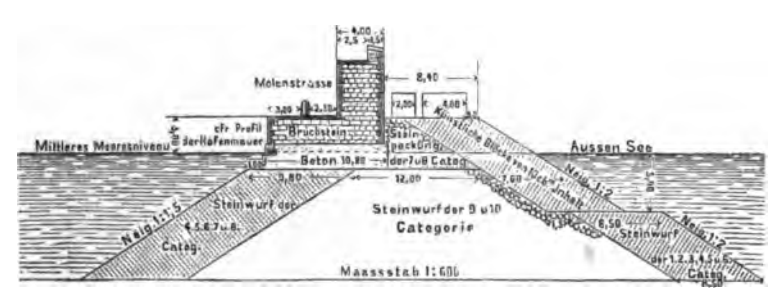


Fig. 437. Profil der neuen Ostmole.

Die Betonblöcke der vorderen Bekleidung haben einen Inhalt von 12^{cbm}, sind mit den Köpfen der Meerseite zugewendet und auf einer Grundfläche verlegt, die nach hinten geneigt ist. Der eigentliche Wellenbrecher ist in 3,5^m Höhe und 6,1^m oberer Breite ebenfalls aus Betonblöcken gebildet und wird von 3 Betonblockreihen bekrönt, von denen eine Reihe in der Steinschüttung zwischen Damm und Molenmauer versenkt ist. Die innere Krone des Molendammes ist in einer Tiefe von 1,5^m auf 11,8^m Breite abgeglichen und trägt das Betonfundament der Molenmauer. Letztere besteht aus der 6^m breiten Molenstrasse und einer Vertheidigungsmauer von 10^m grösster Höhe. Die Construction der östlichen Mole ist jener der westlichen ähnlich, jedoch in Folge der geschützteren Lage entsprechend schwächer gehalten.

Der Ausbau des innern Hafens schaffte in den 8 neuen Piers 2850^m Kailänge mit Wassertiefen von 7,5^m und 670^m Kailänge mit 6^m Wassertiefe. Zwischen den Piers wurden noch ca. 800^m Kailänge geschaffen, so dass ein Kailänge von 4300^m vorhanden ist, etwa 500^m mehr als im Triester Hafen. Die Construction der Kaimauern ist das in den Südhäfen Frankreichs typisch gewordene, nämlich 3 bis 4 auf einander gelegte Betonblockreihen bilden den Mauerkörper unter Wasser. Dieselben ruhen entweder, nach Fig. 438, auf dem durch Baggerung abgeglichenen Meeresgrunde, oder, nach Fig. 439, auf einer Steinschüttung. Die Bauausführung ist in Generalentreprise an eine franz. Gesellschaft vergeben worden, mit bedeutenden Conventionalstrafen für verspätete und mit Prämien für frühere Fertigstellung. Die Gewinnung des Materials für die Steinschüttungen geschah in einem dicht am Golf gelegenen Steinbruche der Regierung. Der Betrieb im Bruche erfolgte vermittelst Anlage

von Galerien am inneren Umfange, wie in den Kalksteinbrüchen zu Rüdersdorf bei Berlin. Beim Absturz der Felswand zersplittert dieselbe in Steine des mannigfachsten Kalibers. Das Material wurde hier in 8 Kategorien getheilt:

Fels der ersten Kategorie	mindest.			30000 kg
„ „ zweiten	„	20000	bis	30000 „
„ „ dritten	„	10000	„	20000 „
„ „ vierten	„	5000	„	10000 „
„ „ fünften	„	2500	„	5000 „
„ „ sechsten	„	500	„	2500 „
„ „ siebenten	„	100	„	500 „
„ „ achten	„	5	„	100 „

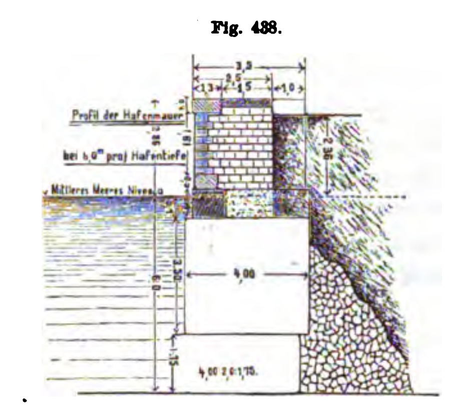


Fig. 438.

Die Vorwägung der Steinmasse geschah zunächst durch Beamte der Regierung; alsdann zur Controle nochmals durch Messung der Eintauchung der mit Visirstandrohren versehenen Fahrzeuge. Die Entladestelle jedes Schiffes wurde wieder durch Regierungsbeamte bestimmt.

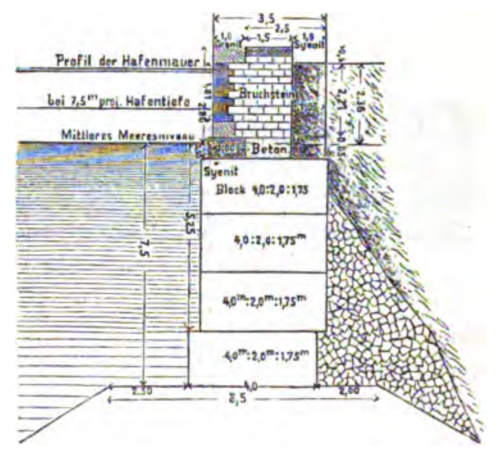


Fig. 439.

Für die Herstellung der Betonblöcke war ein Werkplatz nach Fig. 440 auf dem zunächst fertig gestellten Pier S. Lazaro und dem angrenzenden Uferterrain angelegt. Da der fertige Betonblock behufs Erhärtung längere Zeit an der Herstellungsstelle lagern muss, bevor seine Versetzung im Bauwerke erfolgt, so musste der Herstellungsort fortlaufend verschoben werden. Daher verwendete man keine Maschinen zur Betonbereitung, sondern mischte denselben durch Handarbeit. Zur Herstellung des hydraulischen Mörtels wurde ein Zusatz von Puzzolanerde zum fetten Kalke benutzt. Letztere stammt theils aus den Brüchen bei Rom, theils aus Racoli bei Neapel. Beton mit römischem Puzzolan gilt als werthvoller und wird bei einer Mischung von 4,5 Theilen hydraul. Mörtel und 7 Theilen Steinschlag pro 1 cbm mit 23,75 Lire bezahlt, gegenüber 20,6 Lire für das gleiche Fabrikat mit neapolitanischer Puzzolanerde. Der Zusatz von Puzzolan zum Kalk schwankte von 1 Kalk und 1 Puzzolan bis zu 1 Kalk und 2 Puzzolan. Zum Heben und zum Transport der Betonblöcke dienten die in Fig. 441 dargestellten Eisenbahnwagen, für eine Blockgrösse bis zu 34 Tonnen construirt. Die beiden Krahnketten liegen in Nuten, welche bei Herstellung des Blockes ausgespart sind. Das

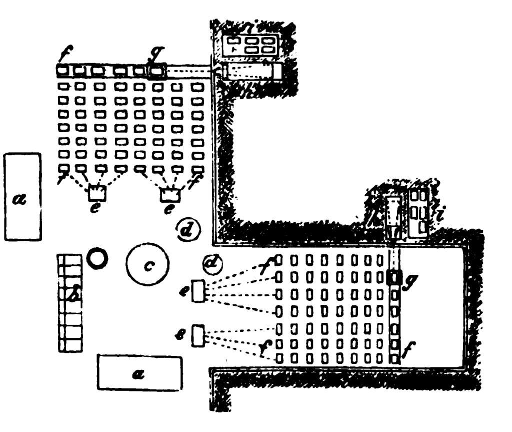
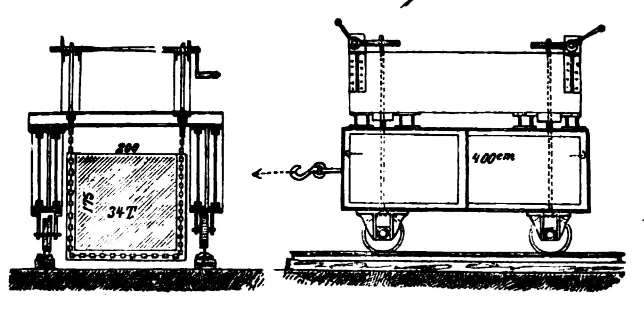


Fig. 440. Betonblock-Werkplatz.

Anheben wurde durch Kurbeln und Vorgelege mittelst 4 hängender Schrauben bewirkt, deren Muttern fest gelagert sind. Der Horizontaltransport des Wagens g, Fig. 440, mit dem gehobenen Block wurde durch eine Winde auf dem am Kopfe des Geleises verankerten Schiffskrahn h vermittelt. Hier angelangt, wurde der Block vom Blockwagen abgesetzt, letzterer für den Transport des nächsten Blockes zurückgefahren, der am Kai abgesetzte Block von dem Schiffskrahn auf eine Barke verladen und nach der Versatzstelle übergeführt. Nachdem sämmtliche Blöcke einer Reihe, welche meist einer Barkenladung entsprachen, verladen waren, wurde das Bahngleis nach einer neuen Blockreihe verlegt. Die Ausrüstung der Steindämme der Molen mit Betonblöcken geschah erst, nachdem der Kern des Dammes mehrere Jahre den Wellen ausgesetzt gewesen war und hierdurch sich genügend gesetzt hatte. Dennoch kamen nachher noch erhebliche Senkungen vor.



Querschnitt. Seitenansicht.
Fig. 441. Krahn und Wagen für Beton-Blöcke.

Die Hafenbauten in Burgas und Varna werden gegenwärtig von Fr. Bömches, Hafenbaumeister i. R., Chef des Wasserbaudienstes in Bulgarien, erbaut *(Zeitschr. des österreichischen Ing.- und Archit.-Vereines 1894, S. 59 u. Taf. IV)*. In der Westküste des schwarzen Meeres bildet der Golf von Burgas den tiefsten Einschnitt, welcher in der Einfahrt 12^{km} misst und gegen 15^{km} tief in das Festland reicht. Wirthschaftliche und technische Rücksichten empfahlen die Anlage des neuen Hafens in nächster Nähe der Stadt. Nach dem Projecte wird der Hafen aus einem vom Lande ausgehenden Wellenbrecher von 950^m Länge, einer 400^m langen Kaimauer für Schiffe weiter Fahrt und einer solchen von 200^m Länge für Küstenfahrer bestehen. Das von diesen Bauwerken eingeschlossene Bassin wird eine Tiefe von $7{,}35^m$ erhalten, welche für die im schwarzen Meer verkehrenden Schiffe völlig ausreicht. Die Anschüttungsfläche umfasst 8^{ha}. Die Länge der Kaimauern ist derart bemessen, um das gleichzeitige Anlegen von 5 Dampfern und einer Anzahl Küstenfahrer und Segelschiffe zu gestatten, die dem heutigen Waarenverkehr mehr als entsprechen.

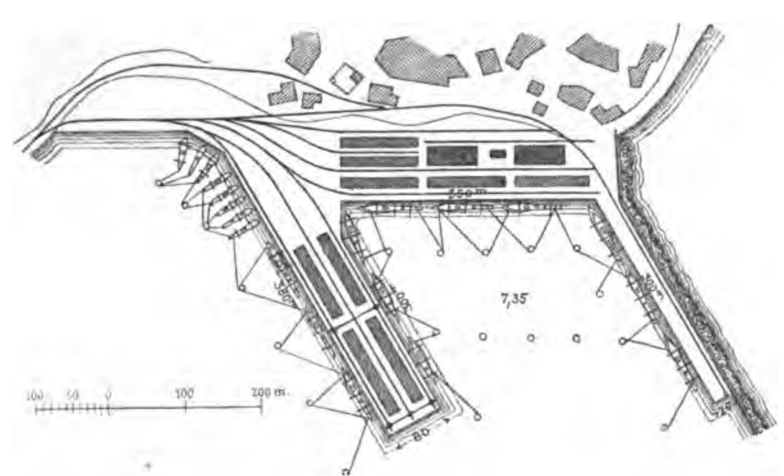


Fig. 442. Hafen von Burgas nach der Vollendung.

Die Bodenbeschaffenheit wurde durch Bohrungen ermittelt, die bis 17^m unter dem

Meeresboden reichten. Darnach bestand der Boden aus Sand oder mit Sand gemengter weicher Thonerde, die in grösseren Tiefen fest wird. Das Bausystem ist hier, wie

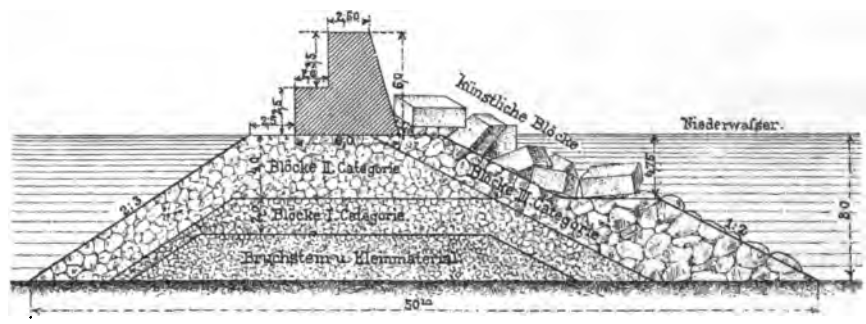


Fig. 443. Profil des Hafendammes.

allgemein im Mittelmeer üblich, das aus Steinmaterial und künstlichen Blöcken zusammengesetzte. Das Profil des Wellenbrechers zeigt Fig. 443. Er besteht in den unteren Schichten aus Kleinmaterial und Bruchstein, welches Gemenge den Kern des von natürlichen Blöcken umhüllten Massives bildet, welches mit den Böschungen von 2 : 3 nach innen und 1 : 2 nach aussen abschliesst. Letztere Böschung wird überdies mit einem Wurf künstlicher Blöcke zum Schutze gegen den Wellenschlag bedeckt. Das Gewicht der letzteren beträgt 25^{t} und das der natürlichen Blöcke für die

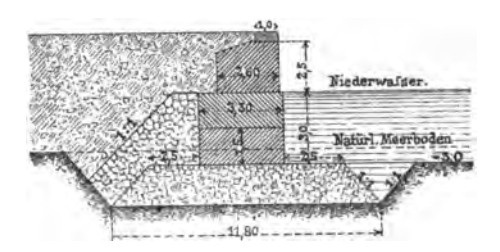


Fig. 444. Profil der nordwestlichen Kaimauer.

1. Kategorie 100 bis 1300^{kg}
2. „ 1300 „ 4000 „
3. „ über 4000 „

Die nördliche Kaimauer, Fig. 445, welche zum Anlegen grosser Schiffe dient, besteht aus 4 Reihen über einander gelagerter künstlicher Blöcke, welche auf einer 2^{m} starken Bettung aus Bruchsteinen aufruhen, deren untere Sohle 8^{m} unter Niedrigwasser ausgebaggert ist. Zugleich mit der Legung der Blockreihen wird das Hinterfüllungsprisma mit Bruchsteinen hergestellt. Die oberste Schaar der Blöcke dient als Auflager für die 2,5^{m} über Niedrigwasser reichende Bekrönungsmauer. Diese, sowie die künstlichen Blöcke werden aus gewöhnlichem Bruchstein

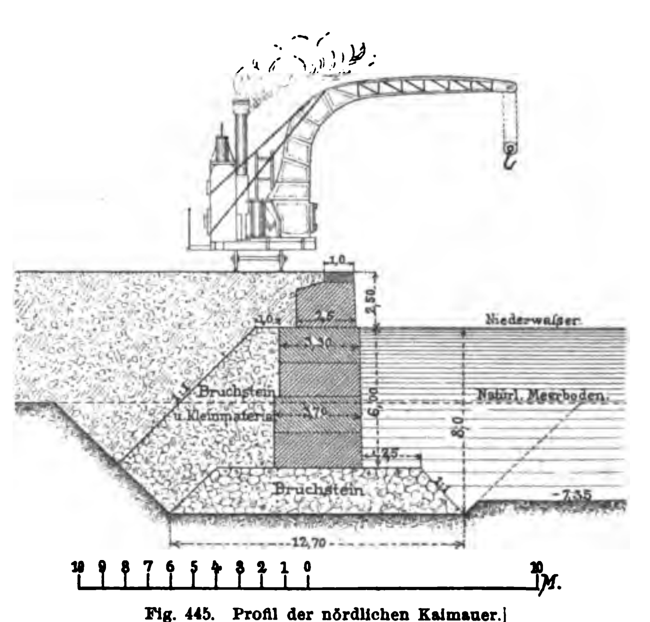


Fig. 445. Profil der nördlichen Kaimauer.

in hydraulischem Kalkmörtel hergestellt. Die Abmessungen der künstlichen Blöcke sind folgende:

	Länge	Breite	Höhe
für die beiden unteren Schaaren	3,7^m	2,0^m	1,5^m
„ „ „ oberen „	3,3 „	2,0 „	1,5 „

Die nordwestliche Kaimauer, deren Querschnitt Fig. 444 zeigt, ist für die Küstenfahrer bestimmt und hat eine 1,5^m hohe Steinbettung und nur 2 Reihen künstlicher Blöcke von 3,3^m Länge; hier beträgt die Tauchtiefe der Schiffe nur 3^m.

Die Baggerungen für die Bettungen des Steinwurfes wurden sowohl am Wellenbrecher als auch an der nördlichen Kaimauer bis auf 8^m Tiefe unter Niedrigwasser ausgeführt; am nordwestlichen Kai jedoch nur auf 4,5. Das Bassin wird in der ganzen Ausdehnung bis zur nördlichen Kaimauer auf 7,35^m vertieft, vor der nordwestlichen jedoch nur auf 3^m.

Die Anbinde- und Vertauungsmittel werden nach dem Triester Typus ausgeführt und bestehen in Säulen und Ringen, welche in Massive aus Mauerwerk verankert werden. Zum Anbinden der Schiffe im Bassin kommen Bojen in Verwendung, wovon 12 Stück vorgesehen sind.

Zum bequemen Verladen der Güter sind die Kaimauern mit Krahnen versehen; die Anschüttungsflächen sind mit Schuppen und Magazinen besetzt. Burgas ist vorherrschend ein Exporthafen für Getreide, denn dieses beträgt etwa 80% der jährlichen Handelsbewegung. Daher ist für diesen Hafen ein Silospeicher projectirt, wie aus dem Durchschnitte Fig. 446 ersichtlich ist, der 150000 Sack Korn oder Gerste, à 100^{kg}, aufnehmen kann, entsprechend einem Gewichte von 15000000^{kg}. Längs des Nordkais sind 3 Dampfkrahne vorgesehen, mit 7^m Ausladung und 1500^{kg} Tragfähigkeit. Die Kosten für diesen in Fig. 442 skizzirten Hafenbau sind zu 15913000 Frcs. veranschlagt.

Fig. 446. Schnitt durch die Waarenschuppen und Silos.

Durch die am 6. Sept. 1884 eröffnete Arlbergbahn gelangte der Hafen in Bregenz zu grösserer Bedeutung und musste erheblich vergrössert werden *(Vortrag von Prof. A. Oelwein. Zeitschr. des österr. Ing.- und Archit.-Vereines 1892, S. 293)*. Diese Vergrösserung wurde in den Jahren 1888 bis 1892 von der Firma J. Riehl & G. Leitenpergher gegen Einheitspreise ausgeführt. Zugleich wurde auch eine Werfte und ein Trockendock erbaut. Fig. 447 giebt einen Uebersichtsplan dieses Hafens. Zunächst wurde die Herstellung der Molos bewirkt. Der alte grosse Molo hatte schon 1884 eine Fortsetzung durch einen hölzernen Wellenbrecher von 75^m Länge erhalten. An diesen hölzernen Molo sollte auf 35^m Länge ein Damm geschüttet werden, dessen grösste Tiefe 24^m unter 0 betrug, um darauf eine Molenmauer zu stellen, wenn die Setzung

des Dammes erfolgt war. Den Querschnitt dieser Anlage zeigt Fig. 448. Die Steinmasse betrug 16000 cbm, und wurde zuerst mit Schiffen der Fuss aus grossen Steinen, dann die Füllung, dann wieder eine Schale und wieder die Füllung geschüttet. Diese Methode bewährte sich trotz des 1/4 bis 1/7 geneigten schlammigen Seebodens; nur war ein Abbruch von mindestens 4000 cbm Steinmasse am steilsten Theile des Seebodens zu beklagen, wobei die Steine auf 100 m abglitten.

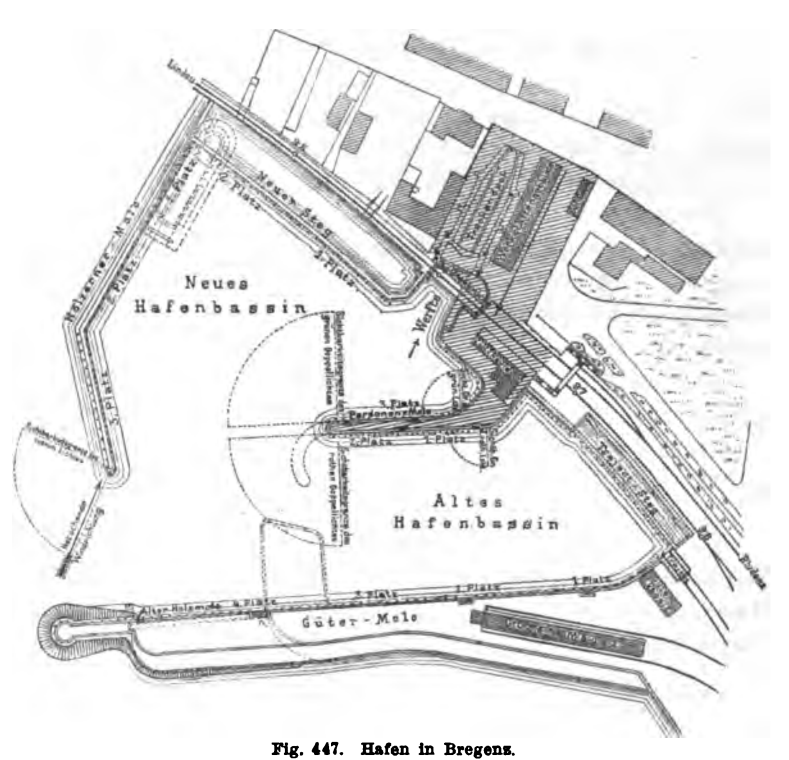


Fig. 447. Hafen in Bregenz.

Anfangs waren die Setzungen dieses Dammes 30 cm pro Tag, sie nahmen jedoch später so weit ab, dass sie Ende 1891 nur mehr nach Millim. beobachtet wurden. Im Jahre 1888 wurden dreimal die Gerüste und die Rollbahn durch hohe See zerstört, die Pontons leck geschlagen und am 12. Febr. 1889 die 3 m über Wasser hergestellte

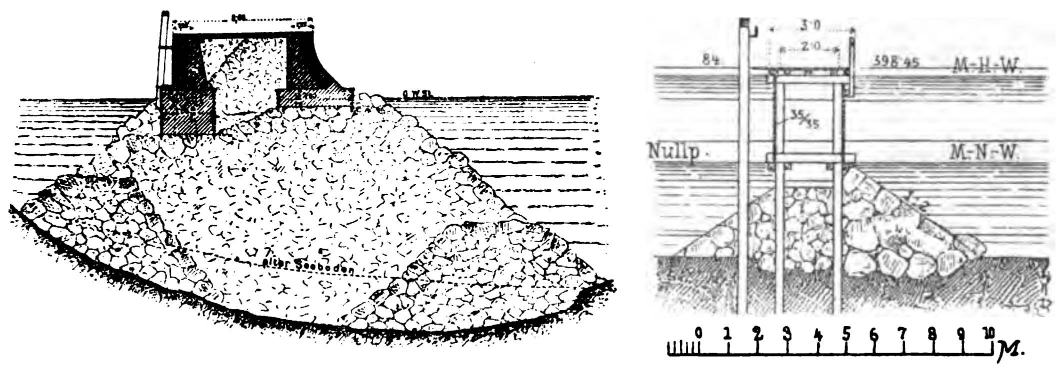


Fig. 448. Ende des steinernen Molo. Fig. 449. Hölzerner Molo.

Steinschüttung ganz abgespült; die Brandung betrug damals ca. 10 m. Im Jahre 1889 war auch der hölzerne Molo hergestellt, dessen Querschnitt in Fig. 449 dargestellt ist. Dadurch war das Hafenbassin geschlossen und konnte in Benutzung genommen werden, als entlang des Moles durch Baggerung eine Tiefe von 2 m unter 0 erreicht war. Die Hafenbaggerung betrug 36000 cbm, von denen 31000 im See abgelagert und 5000 cbm als Hinterfüllung verwendet wurden. Die Baggerarbeit geschah mit Priestman'schen

Greifbaggern, mit denen auch 95 alte Rostpfähle bequem ausgezogen wurden. Der schwierigste Bau dieser Hafenanlage war das Trockendock.

Im Hafen von New-York hat man die Steinschüttung mit der Pfahlrostgründung vereinigt, wie dies Fig. 450 zeigt *(L. Brennecke: „Der Grundbau", S. 335).* Hier hat man zunächst die Baugrube bis zu der erforderlichen Tiefe ausgebaggert, sodann die Pfähle eingerammt und diese durch Taucherarbeit mit einander verbunden. Die vorderen 3 Pfahlreihen sind dann mit Kreissägen unter Wasser abgeschnitten und die anderen Pfahlreihen wurden oberhalb Niedrigwasser mit einem Roste versehen. Alsdann ist die Steinschüttung lagenweise so eingebracht, dass zwischen den Pfählen Kleinschlag, ausserhalb derselben aber grössere Steine geschüttet wurden. Diese Schüttung ist zwischen den vorderen Pfahlreihen durch Taucher geebnet und hierauf sind die Betonblöcke versetzt, worauf das aufgehende Granitmauerwerk ruht, dessen Hintermauerung aus Beton geschüttet wurde. Als diese Ufermauer vollendet und vollständig hinterfüllt war, zeigten sich an einigen Stellen Bewegungen der Mauer, welche den bauleitenden Ingenieur veranlassten, die Einsetzung einer Sachverständigen-Commission zu beantragen, welche die Ausführung untersuchen und falls erforderlich auch Abänderungs-Vorschläge machen sollte. Die Untersuchung ergab, dass die Bewegung nur in einer stellenweisen Verschiebung der Mauer sammt Fundament bestand, dass aber eine Neigung zum Kippen sich nirgend gezeigt habe. Da solche Verschiebungen in weichem Boden überhaupt nicht zu vermeiden seien, so war die Commission für die Beibehaltung der bewährten Construction.

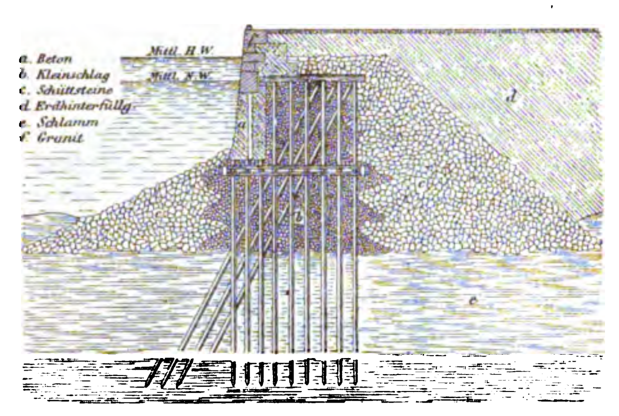


Fig. 450. Steinschüttung und Pfahlrost.

Jedenfalls ist der Pfahlrost viel theurer geworden, als eine blosse Steinschüttung, und die Bewegung der Mauer hat derselbe doch nicht verhindern können. Daher ist diese Verbindung von Pfahlrost und Steinschüttung durchaus nicht zu empfehlen, sondern sicherer erscheint die Steinschüttung, wie sie in Marseille, Triest, Fiume, Genua u. s. w. für die Kaimauern zur Ausführung gelangte, nur muss man der Steinschüttung gehörig Zeit zum Setzen lassen, bevor man die künstlichen Betonblöcke für die Mauern darauf bringt. Je stärker der Wellenschlag, um so grösser macht man die künstlichen Blöcke, die z. B. im Hafen zu Brest bis 45^{cbm} und 1879 beim Bau des Hafens zu Newhaven sogar bis 100^{cbm} Grösse erhielten.

§ 27. Fundirungen auf Senkbrunnen.

Diese Fundirungsmethode eignet sich für Bauwerke aller Art, in allen Fällen, wo überhaupt eine tragfähige Bodenschicht erreicht werden kann; sie besteht darin, einzelne Pfeiler bis in den tragfähigen Boden zu senken, damit diese Pfeiler die Last des Bauwerkes auf den festen Untergrund übertragen, um so das Gebäude sicher zu unterstützen. Zur Fundirung von Brückenpfeilern sind Senkbrunnen in neuerer Zeit mit überraschend günstigem Erfolge bis zu grossen Tiefen angewendet. Die natür-

lichste Querschnittform der Senkbrunnen ist die ringförmige, die auch bei den zur Wasseransammlung bestimmten Brunnen von jeher angewendet wurde, weil sie allen zufälligen Einwirkungen am besten Widerstand leistet. Indess wählt man bei solchen Bauwerken, die einen starken Seitenschub aufzunehmen haben, wie dies bei Futtermauern u. s. w. der Fall ist, auch quadratische, rechteckige und andere Formen, indem diese gegen Verschiebung widerstandsfähiger sind. Hierbei empfiehlt es sich aber, die scharfen Ecken im Innern und Aeussern des Brunnens abzustumpfen, wodurch ein leichteres Senken begünstigt wird und der Brunnen an sich eine grössere Festigkeit erhält. Man hat auch das Fundament grosser Brückenpfeiler als einen zusammenhängenden Brunnen mit 3 bis 4 Oeffnungen versenkt, was in reinem Boden wohl ausführbar, aber keinesfalls zweckmässig ist, da sich Brunnen von so grossen Querschnittsdimensionen beim Senken schwer lenken lassen. Zum Brunnensenken werden die Seite 48 bis 57 angegebenen Baggervorrichtungen benutzt. In Indien sind Brunnengründungen schon im Alterthum angewendet, während sie in Europa erst in neuerer Zeit die verdiente Beachtung gefunden haben. Hauptsächlich empfehlen sich die Brunnengründungen im Alluvial-Boden der untern Flussläufe, wo Baumstämme und grosse Steine meist nur vereinzelt vorkommen, zu deren Beseitigung man einen Taucher anstellt, der bis zu 45^{m} Tiefe etwa auftretende Hindernisse unschwer fortschaffen kann. Man unterscheidet hölzerne, gemauerte und eiserne Brunnen.

1. **Hölzerne Brunnen.** Diese Gründung nennt man gewöhnlich Kastengründung, die auch da angewendet werden kann, wo man das Grundwasser nicht erreicht, wo aber lockere, leicht nachstürzende Bodenschichten mit einzelnen Fundament-Pfeilern zu durchteufen sind; selbstverständlich brauchen in solchen Fällen die Brunnenwände nicht wasserdicht zu sein. Die Wände solcher Kasten bestehen bei geringeren Tiefen aus 4 bis 5^{cm} starken Bohlen, die nach Fig. 451 senkrecht gestellt und durch innere wagerechte Rahmen mit einander verbunden sind. Zwischen diese Rahmen werden dann noch schräge Streben genagelt, damit der Kasten steifer wird. Bei grösseren Kastenweiten werden die Rahmenhölzer der gegenüber liegenden Seiten gegen einander abgespreizt. Die Senkung solcher Kasten erfolgt durch die Ausgrabung der Sohle und durch die obere Belastung des Kastens. Hierbei ist es zweckmässig, den Kasten unten etwas weiter zu machen, damit er beim Senken weniger Widerstand am Erdreich findet. An der Aussenseite unten erhält der Kasten auch zweckmässig einen Beschlag aus dünnem Flacheisen, der als sog. Schneidering dient.

Fig. 451.

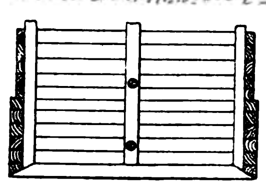


Fig. 452.

Für bedeutendere Tiefen bestimmte hölzerne Senkbrunnen macht man auch wohl, nach Fig. 452, aus wagerechten Hölzern, die mit der grösseren Tiefe an Stärke zunehmen. Diese Hölzer werden in den Ecken und auch in der Mitte durch senkrechte Pfosten mit einander verbunden. Zwischen diese Hölzer setzt man dann Spreitzen, um so die Wände gegenseitig auszusteifen.

Beim Bau der Eisenbahnbrücke über den Georgs-Vehn-Canal in der Bahnlinie Oldenburg-Leer wurden die Pfeiler nach dem in Fig. 453 dargestellten Durchschnitte sehr zweckmässig in hölzernen Senkbrunnen erbaut. Die Kasten wurden am Lande aus $7{,}5^{cm}$ starken Bohlen, welche am untern Ende zugeschärft waren, mit kräftigen Rahmen zusammengezimmert, die Fugen kalfatert und der fertige Kasten sodann auf

leichten Rüstungen ins Wasser geschoben, und an Ort und Stelle mit Hilfe von Fahrzeugen versenkt. Unter Wasserhaltung konnte die Versenkung zunächst durch Graben erfolgen, da der Boden nur wenig Wasser durchliess. Als der Brunnen aber die Sandschicht erreichte, brach das Wasser durch und die weitere Versenkung musste mittelst Baggern erfolgen. Nachdem im Brunnen der Boden bis zur Sandschicht ausgehoben war, wurde in dem ruhigen Wasser eine genügend hohe Betonschicht versenkt und nach deren Erhärtung das Wasser aus dem Brunnen gepumpt, worauf man den Pfeiler im Trocknen aufmauern konnte. Beim Auspumpen mussten die Brunnenwände gegenseitig abgespreizt werden, damit das Wasser dieselben nicht eindrückte. Als man das Pfeilermauerwerk bis über Wasser aufgeführt hatte, wurden die Brunnenwände von innen, oberhalb der Betonschicht so stark eingehauen, dass man sie von oben aus abbrechen konnte, nachdem die Rahmenhölzer abgenommen waren.

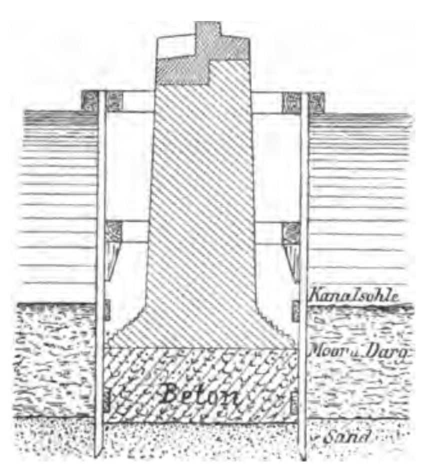
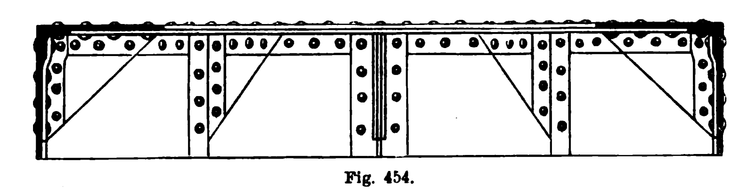


Fig. 453. Pfeilergründung im Senkbrunnen.

2. **Gemauerte Senkbrunnen.** Beim Senken der gemauerten Brunnen macht man den Anfang gewöhnlich mit dem Abgraben und Planiren des Bodens auf der Höhe des Grundwasserstandes. Auf diese Sohle legt man den **Brunnenkranz** oder **Schling,** der eine ebene Unterlage bildet und dazu dient, dem Mauerwerk während des Senkens einen festen Zusammenhang zu geben und das Eindringen des Brunnens in den Boden zu erleichtern. Die Brunnenkränze werden aus Schmiedeeisen, Gusseisen oder Holz hergestellt und ist die Wahl des Materials hauptsächlich von der Beschaffenheit des Grundes abhängig. Schmiedeeiserne Kränze bildet man nach Fig. 454 aus einer horizontalen und einer verticalen Blechplatte, die durch Winkeleisen verbunden sind und durch Blechconsolen gegenseitig abgesteift werden. Die nach oben gekehrte Horizontalplatte des Kranzes bildet entweder direct das Auflager des Brunnenmauerwerkes oder es wird noch ein Holzring darauf befestigt, der dann das Mauerwerk aufnimmt. Gusseiserne Kränze sind weniger zweckmässig als solche aus Eisenblech, weil die letzteren elastischer sind und bei einseitiger Inanspruchnahme, verursacht durch im Grunde vorkommende Steine und andere Hindernisse, nicht so leicht beschädigt werden. Bei Fundirungen von geringerem Umfange sind aber schmiedeeiserne Fundamentkränze meistens umständlich und kostspielig zu beschaffen, wesshalb man solche aus Holz gewöhnlich vorzieht, die sich auch für alle Fälle als genügend erwiesen haben; hierbei ist aber zu empfehlen, den Kranz durch einen aussen daran befestigten Eisenreif zu armiren, wodurch das Nachschieben des äussern Bodens in den Brunnen vermindert wird. In Fig. 455 ist ein Brunnenkranz im Querschnitte dargestellt, der für den auf Brunnen fundirten Pfeiler


Fig. 454.

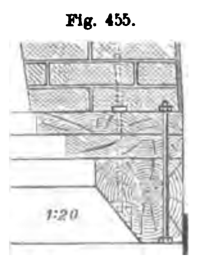

Fig. 455.

Fig. 456.

der Fussgänger-Brücke über die **Saale** bei Weissenfels ausgeführt wurde. Der Kranz besteht aus Eichenholz und zwar hat das untere Holz 23^{cm} Höhe, dann folgt eine 7^{cm} und hierauf eine 6^{cm} starke Bohle von 40^{cm} Breite. Die 3 Hölzer werden durch möglichst weit nach aussen angebrachte Schraubenbolzen zusammengehalten und das untere Holz ist durch einen 10^{mm} starken Eisenreif armirt, der 3^{cm} vor dem Holze vortritt. In dem Querschnitt sind noch Schraubenbolzen punktirt angedeutet, die sowohl den Kranz zusammenhalten, wie sie auch nach oben verlängert, Anker für das Brunnenmauerwerk bilden; aussen ist der Brunnen mit Cement glatt verputzt, um die Reibung im Boden zu vermindern und das Senken zu erleichtern.

Gewöhnlich werden die Kränze aus 2 bis 4 Bohlenlagen von je 4 bis 8^{cm} Stärke in gutem Verbande mit sorgfältig ausgeführten Ueberblattungen und Verbolzungen hergestellt. Fig. 456 zeigt den Querschnitt eines 26^{cm} breiten Kranzes mit 3 übereinander genagelten 5^{cm} starken Bohlenlagen. In Fig. 457 und 458 sind breitere Kränze aus 3 schwächeren und einer stärkeren Bohlenlage gebildet, wobei der Kranz in Fig. 458 an der Schneide mit einem spitzwinkligen Winkeleisen armirt ist, was ihm eine grössere Widerstandsfähigkeit bei einseitiger Inanspruchnahme verleiht, als die blosse Vernagelung und Verbolzung der Hölzer. Bei viereckigen Brunnen werden sich, in Folge der natürlichen Kegelform der gebaggerten Grube, hauptsächlich die Ecken aufsetzen und das Nachstürzen des äussern Bodens wird viel mehr in der Mitte der Seitenfläche, als in der Nähe der Ecken erfolgen. Um dies zu verhindern und das Nachschieben des äussern Bodens möglichst gleichmässig zu gestalten, ist es bei grossen und schwierig zu senkenden eckigen Brunnen empfehlenswerth, die Brunnenkränze in der Mitte der Seiten tiefergehend zu gestalten, als an den Ecken. Mit Hilfe des Schmiedeeisens ist dies leicht zu erreichen, indem man den Schling nach Fig. 459 und 460 aus horizontalen und verticalen Blechplatten herstellt, wovon letztere in der Mitte der Brunnenseiten eine grössere Höhe haben als an den Enden. Die Verbindung beider Theile erfolgt wieder durch ein Winkeleisen und durch angenietete Consolen. Zur Versteifung der horizontalen Blechplatte sind auf derselben noch 2 an den Eckpunkten überblattete Bohlenlagen aufgeschraubt, welche zugleich eine Verbreiterung des Bleches bilden.

Fig. 457.

1:20

Fig. 458.

Das Brunnenmauerwerk besteht meistens aus Ziegeln und zwar am besten aus guten scharf gebrannten Klinkern in gutem Cementmörtel; in Gegenden, wo die Ziegelsteine sehr theuer sind, empfiehlt sich die Anwendung des Betons, indem man aus diesem einzelne Ringe in hölzerne Formen einstampft, aus denen, nach deren vollständiger Erhärtung, die Brunnen zusammengesetzt werden. Hauptbedingung ist, dass die Aussenfläche der Brunnen möglichst glatt ausgeführt wird, wovon die leichte Senkung wesentlich abhängt; Bruchsteine sind aus diesem Grunde für Senkbrunnen nicht gut anwendbar. Liegt das Terrain höher als das Grundwasser, so wird dasselbe wie erwähnt zunächst bis auf den Wasserspiegel abgegraben, der Brunnenkranz verlegt und die Aufmauerung des Brunnens in solcher Höhe ausgeführt, dass einerseits das Baggern noch nicht zu unbequem wird, andererseits der Brunnen aber schon

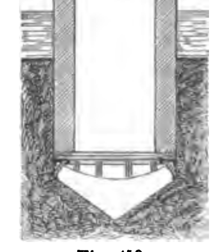


Fig. 459.

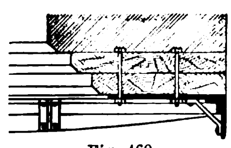
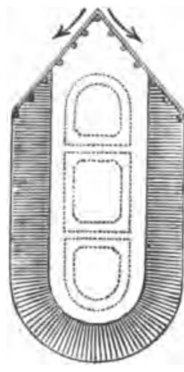


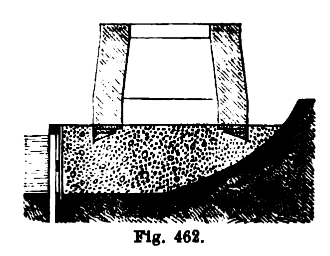
Fig 460.

schwer genug ist, um beim Baggern leicht einzusinken. Liegt aber das Terrain unter Wasser, dann schafft man entweder einen künstlichen Baugrund durch Anschüttung einer Insel bis über die Wasseroberfläche, worauf der Brunnenkranz verlegt werden kann, oder man hängt mittelst Ketten und Schrauben den Brunnenkranz an ein Gerüst und übermauert ihn, indem man den Brunnen stets so weit hinabsinken lässt, dass nur der obere Mauerrand über Wasser bleibt. Sobald der Kranz sich auf den Grund aufstellt, kann man die Hängeeisen und Schrauben beseitigen und nunmehr durch Baggern im Innern des Brunnens die weitere Versenkung bewirken. Das Gerüst, woran der Brunnenkranz anfänglich aufgehängt wird, montirt man meistens auf verankerten Schiffsfahrzeugen.

Wenn Strömung und Wassertiefe die Schüttung von Inseln zulassen, so dürften dieselben in der Regel vorzuziehen sein, weil sie auch namentlich zur Ablagerung der Baumaterialien Bequemlichkeiten bieten. Man schützt dieselben gegen den Angriff des Stromes durch vorgelegte Faschinen und Steine, oder durch leichte Streichwände, welche nach Fig. 461 spitz gegen den Strom angelegt werden. Sollte auch dies nicht genügen, dann kann man die künstliche Insel mit einer Stülpwand oder einer schwachen Pfahlwand einfassen, was jedoch in vielen Fällen entbehrlich sein dürfte.


Fig. 461.

Am sichersten und meistens auch am billigsten erfolgt das Lösen des Bodens unter dem Brunnen durch directes Ausgraben, sobald der Wasserzufluss ohne grosse Kosten noch durch Pumpen bewältigt werden kann. Das Heben und Entfernen des Bodens geschieht mittelst Kübel und Winden; bei stärkerem Wasserandrange wird die Bodenbeseitigung durch Baggern fortgesetzt. Finden sich grosse Steine und Baumstämme im Grunde, so werden diese durch Steinzangen und Teufelsklauen entfernt; liegen die Hindernisse unter dem Brunnenkranze, dann wird man sie am sichersten mit Hilfe eines Tauchers herausbringen. Indem der Boden aus dem Brunnen herausgeholt wird, bildet sich in dem umgebenden Erdreich eine Auflockerung, denn beim Ausbaggern fällt nicht nur der unter dem Kranze stehende Boden in den Brunnen, sondern es werden sich auch mehr oder weniger Theile des umgebenden Bodens nachschieben, wesshalb man immer eine bedeutend grössere Bodenmasse aus dem Brunnen entfernen muss, als das eigentliche Volumen des versenkten Brunnentheils ausmacht. Ist nun ein Brunnen fertig gesenkt und soll ein anderer nahe an demselben versenkt werden, so trifft dieser mit der einen Seite auf den aufgelockerten Boden, wodurch ein Schiefgehen des Brunnens veranlasst wird. Zur Vermeidung dieses Uebelstandes ist es zweckmässig, alle Brunnen eines Pfeilers gleichzeitig und möglichst gleichmässig zu senken.


Fig. 462.

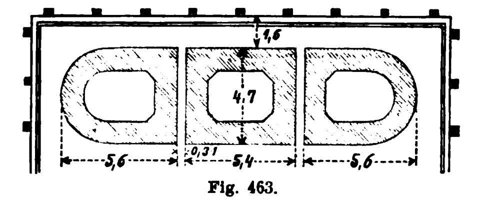


Fig. 463.

In Fig. 462 und 463 ist die vom Baurath Quassowski im Jahre 1869 ausgeführte Fundirung des Viaducts über den Schifffahrtscanal zu Berlin dargestellt *(Zeitschr. für Bauwesen 1874, S. 297).* Die 15,6^{m} langen und 3,14^{m} breiten Mittelpfeiler stehen an der Böschung des Canals und sind auf 3 Brunnen fundirt, die sich der Form der Pfeiler genau anschliessen.

Bei der geneigten Lage der Baustelle musste eine horizontale Fläche durch eine Anschüttung gebildet und diese, der Schifffahrt im Canal wegen, durch eine Holzwand zusammengehalten werden. Zu diesem Zwecke wurden in 1,6^{m} Entfernung von den anzulegenden Brunnen 18^{cm} starke Leitpfähle eingerammt, an diese $^{16}/_{16}$^{cm} starke Rahmen angeschraubt und hinter denselben Tafeln von 1,88^{m} Breite, 2,2^{m} Höhe, aus 4^{cm} starken Brettern vorher zusammengesetzt, mit leichten Handrammen ca. 0,3^{m} tief in die schlammige Canalsohle eingeschlagen. Die Ausfüllung geschah mit Sandboden, der durch Ueberpumpen von Wasser aus dem Canal möglichst consolidirt wurde. Die Verlegung der Brunnenkränze erfolgte in + 2,51^{m} Höhe am Canalpegel, während der höchste Wasserstand + 2,98^{m}, der gewöhnliche Mittelwasserstand + 2,2^{m} betrug. Die Brunnen wurden zunächst auf 2,51^{m} Höhe in reinem Cementmörtel ausgeführt und durch je 8 Stück lothrechte Anker von 3^{cm} Stärke, welche sich dem Brunnenkranze anschlossen, verstärkt, um bei der Ungleichmässigkeit des Untergrundes ein Abreissen oder Zerbrechen der Brunnen zu verhüten. Dann wurde dieser Theil, gleichzeitig bei allen 3 Brunnen bis auf + 0,3^{m} durch Ausgrabung in wenigen Tagen versenkt, wobei eine Doppelpumpe zur Wasserhaltung genügte. Die Gesammtsenkung sollte bis auf — 1,88^{m} oder 2,51^{m} unter der Canalsohle erfolgen, wobei sie schon ca. 1^{m} in den tragfähigen Boden eingriffen. Die Kosten der Ausbaggerung betrugen 2 bis 2,3 ℳ pro Cubikmeter des mit der indischen Schaufel geförderten Materials, so dass die ganze Senkung der letzten 2,51^{m} auf ca. 600 ℳ Arbeitslohn pro Pfeiler zu stehen kam. Die vorherigen Ausgrabungskosten unter Wasserhaltung mittelst Pumpen waren erheblich niedriger. Für Armirung der Kränze und Verankerung der Brunnen verausgabte man ca. 690 ℳ, für die Holzwände mit Zubehör ca. 750 ℳ.

Eine Verankerung der Senkbrunnen braucht nur dann vorgenommen zu werden, wenn der vorher durch Bohrungen genau untersuchte Boden nach seiner Besehaffenheit ein Abreissen oder ein Schiefgehen der Brunnen befürchten lässt, was namentlich in unreinem und Thonboden vorkommen kann; im Thonboden empfiehlt es sich, die Brunnen nach oben etwas zu verjüngen, damit sie sich oben nicht festsaugen können. Die in die Mauerung einzulegenden eisernen Ankerbolzen von 2 bis 3,5^{cm} Durchmesser gehen durch den Schling und werden nach Fig. 464 in angemessener Höhe mit einem aufgelegten Losringe oder mit grösseren eisernen Scheiben fest verschraubt, was natürlich vor der Senkung geschehen muss. Soll die Verankerung dann noch nach oben festgesetzt werden, so muss man die neuanzusetzenden Anker entweder wie bei *a* unter dem Losringe oder den Scheiben befestigen, oder wie bei *b* mit Schraubenmuffen auf das Ende der ersten Anker aufschrauben. Die letztere Verbindungsart ist vorzuziehen und man kann hierbei die Muffe an den oberen Anker anschweissen, wie bei *c* in Fig. 464 dargestellt ist, oder man kann die beiden Ankerbolzen durch eine lange Mutter, wie bei *d* gezeichnet, verbinden.

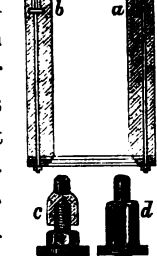


Fig. 464.

Nimmt der Brunnen beim Senken eine etwas schiefe Stellung an, so muss rasch der Grund an der Seite ausgebaggert werden, wo der Brunnen geringer eingesunken ist, damit er hier nachsinkt und sich wieder gerade richtet. Ruckweises Sinken muss man möglichst vermeiden, weil es leicht Beschädigungen zur Folge hat; man muss deshalb den Boden stets in **dünnen** Lagen aus dem innern Brunnenraum entfernen und bei eckigen Brunnen zuerst unter den Ecken den Boden lösen, da er unter der Mitte der Wände am leichtesten nachstürzt. Bei Brunnen, welche über Wasser an Gerüsten **hängend** gemauert werden, ist es zu

empfehlen, den Brunnen vom Kranz aus mit einem 1,5 bis 3^m hohen fassartigen Mantel zu umgeben, dessen Bretter mit dem Kranze durch Nagelung verbunden und von Eisenringen zusammengehalten sind. Mit grosser Kostenersparung sind in neuester Zeit bei den Ems- und Huntebrücken der Oldenburgischen Bahn Brunnen-Fundirungen im blanken Wasser ohne Gerüste in der Weise ausgeführt, dass die am Ufer zwischen 2 Fahrzeugen aufgehängten Brunnen bei Fluth an Ort und Stelle geflösst und dort zwischen den Schiffen auf den Grund gesetzt und dann durch Baggern weiter versenkt wurden.

Zur Erleichterung des Senkens durch das vermehrte Gewicht ist es zweckmässig, die unten in einer Stärke von 1 bis 2 Ziegeln begonnene Mauerung nach dem Innern des Brunnens nach und nach so weit auszukragen, als es der zu den verschiedenen Manipulationen erforderliche lichte Raum zulässt. In der Regel stellt sich das Füllmauerwerk im Brunnen nicht erheblich billiger, als das Brunnenmauerwerk selbst; da nun aber schwere Brunnen leichter sinken und daher weniger künstliche Relastung bedürfen, so empfiehlt es sich nicht, in Bezug auf die Brunnenstärke zu sparsam zu sein. Den eckigen Brunnen wird man immer etwas grössere Stärke im Mauerwerk geben, als den in sich festeren runden Brunnen. Zur Sicherung der Brunnen gegen Unterspülung ist es erforderlich, dieselben nicht nur bis auf den tragfähigen Boden, sondern bis in angemessene Tiefe in denselben hinein zu versenken.

Ist nun der Brunnen oder eine Gruppe von Brunnen bis zur richtigen Tiefe gesenkt und die Brunnensohle möglichst horizontal abgeglichen, dann erfolgt das Betoniren. Die Höhe der Betonschüttung richtet sich nach der Wasserhöhe und hat bei einem specifischen Gewicht des Betons von 1,6 bis 2,5, mit welchem er gegen den Auftrieb des Wassers wirkt, $\frac{1}{1.6}$ bis $\frac{1}{2.5}$ der Wasserhöhe über der Brunnensohle zu betragen. Fig. 465 zeigt die Betonirung und Ausmauerung der Senkbrunnen, worauf ein Pfeiler der Fussgängerbrücke über die Saale zu **Weissenfels** fundirt wurde und wobei die Betonlage 2^m Höhe erhielt. Der Grundriss der Brunnenkränze, deren Querschnitt Fig. 465 zeigt, ist bei A dargestellt, während bei B ein Horizontalschnitt des Brunnens gegeben ist, woraus hervorgeht, dass jeder Brunnen 10 Stück verticale Ankerbolzen erhalten hat. Oben sind beide Brunnen des Pfeilers durch ein Gewölbe mit einander verbunden.

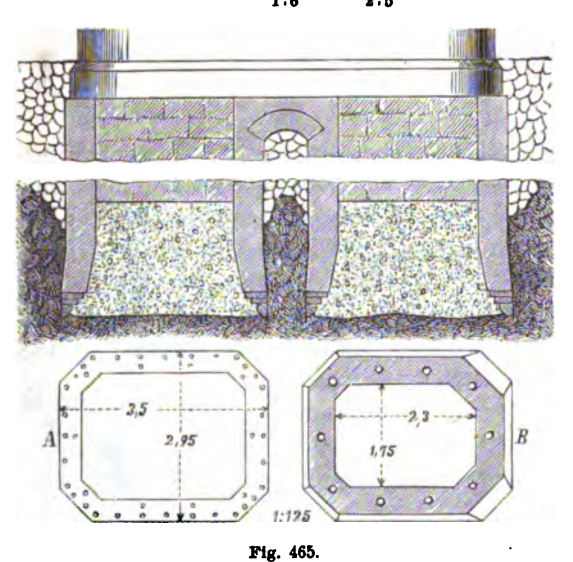


Fig. 465.

Sind die Wände des Brunnens im Innern überkragt oder zusammengezogen, dann kann die Betonlage etwas schwächer sein, als die obige Regel ergiebt, weil sie sich in diesem Falle gegen die Ueberkragung stemmt und wie ein umgekehrtes Gewölbe wirkt. Man wird aber die Betonlage stets reichlich bemessen, da der Beton im Brunnen gewöhnlich nicht theurer wird als die Bruchsteinausmauerung. Trassbeton kann angewendet werden, wenn man demselben mindestens 3 Wochen Zeit zum Erhärten lassen will, im andern Falle muss man Cementbeton anwenden, wobei der Mörtel aus 1 Theil Cement und 3 bis 4 Theilen Sand besteht,

wozu $5^1/_2$ bis 6 Theile Steinschlag gemengt werden. Nachdem die Erhärtung des Betons erfolgt ist, wird der Brunnen ausgeschöpft und mit guten Ziegel- oder Bruchsteinen in irgend einem hydraulischen Mörtel ausgemauert.

Bei **Hochbauten** auf sumpfigem Grunde sind Senkbrunnen vielfach zur Fundirung angewendet, so wurde schon im Jahre 1846 das Empfangsgebäude der Berlin-Hamburger Eisenbahn zu Berlin theilweise auf 12^m hohen Senkbrunnen aufgeführt (vergl. Seite 188). Im Jahre 1860 gründete Baurath Quassowski eine Locomotiv-Reparatur-Werkstätte zu **Potsdam** auf Senkbrunnen *(Zeitschrift für Bauwesen 1870, S. 325)*, die in Fig. 466 im Querschnitte und in Fig. 467 theilweise im Grundrisse dargestellt ist. Im Jahre 1868 fundirte derselbe einen neuen Locomotiv-Schuppen zu **Genthin** und 1873 ein Giesserei-Gebäude zu **Potsdam** in gleicher Weise. In der Baustelle des Locomotiv-Schuppens zu Genthin fand sich eine nach Süden ausgehende Torfschicht, welche sich an der nordöstlichen Ecke des Gebäudes am stärksten zeigte und hier 6^m Tiefe besass. Der Schuppen wurde auf Pfeilern ausgeführt, welche durch Bögen verbunden sind. Von den Pfeilern konnten 16 Stück direct von dem unter dem Torf anstehenden Sande aus aufgemauert werden, während bei den übrigen 24 Pfeilern die Torfschicht zu mächtig und der Wasserandrang zu stark war, so dass runde Brunnen von 1,57^m äusserem Durchmesser, 1 Stein stark, versenkt werden mussten. Die Pfeiler resp. Brunnen stehen 3,85^m von Mitte zu Mitte entfernt. Das neue Giesserei-Gebäude zu Potsdam wurde auf einer Stelle errichtet, wo sich früher eine torfige Wiese befand, zur Bildung des Bahnhofs eine Anschüttung von 2,2^m ausgeführt ist und der feste Baugrund erst in einer Tiefe von 5 bis 6^m unter dem Bahnhofs-Niveau gefunden wurde. Die runden Brunnen haben 1,84^m äussern Durchmesser und stehen 4,75^m von einander entfernt; die Verbindungsbögen sind $3^1/_2$ Stein breit und 2 Stein stark ausgeführt. An den 4 Ecken sind in der Diagonalen des Gebäudes 4 Verstärkungsbrunnen versenkt, um, nach Fig. 468 den Seitenschub der halbkreisförmigen Verbindungsbögen aufzunehmen, indem von dem Brunnen aus ein Strebebogen gegen die Ecke geführt ist. Die 1 Stein stark in Höhen von 2,5 bis 2,7^m aufgeführten Brunnen wurden durch Ausbaggerung mit Sackbohrern gesenkt, auf 1,25^m mit Beton gefüllt und dann ausgemauert. Der Mörtel zur Aufführung der Brunnenmauern bestand aus 1 Theil Cement und 2 Theilen Sand; der Beton aus 1 Theil Cement, 3 Theilen Sand und 6 Theilen Ziegelstücken. Die fertigen Brunnenpfeiler kosteten pro Meter Höhe 136,7 *M*.

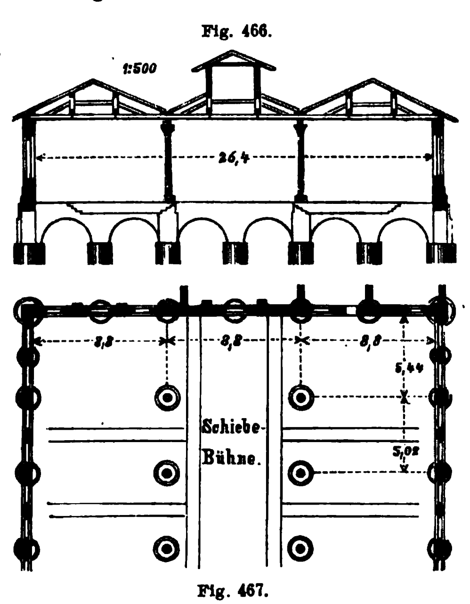


Fig. 466.

Fig. 467.

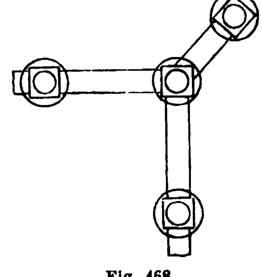


Fig. 468.

Ein Haus aus 6 Geschossen und einer Mansarde über der Erde und 2 Kellergeschossen, in der **rue Rochechouart** zu **Paris** wurde auf 42 Senkbrunnen aus Beton fundirt. Das Bauterrain gehörte einem verlassenen Steinbruche an, welcher

5 bis 20^{m} hoch mit lockerer Erde überschüttet war. Die Brunnen reichten theilweise 14,25^{m} unter Terrain hinab *(Nouvelles annales de la construction 1871, S. 76 und Taf. 39—40).*

Baurath Quassowski hat auch Wegeunterführungen und Bahndurchlässe auf Brunnen fundiren lassen. Das eine Widerlager mit Flügeln von einer gewölbten Wegeunterführung der Wannensee-Bahn gerieth bald unter der Sohle des Bauwerks derartig in Quellsand mit feinem Lehm gemischt, dass eine Fortsetzung der Aufgrabung unmöglich war. Man wendete daher 10 Stück Brunnen von verschiedener Grösse an, wie dies in Fig. 469 im Durchschnitt und in Fig. 470 im Grundrisse dargestellt ist, wodurch die Fundirung rasch und sicher ausgeführt wurde. Das Brunnenmauerwerk kostete incl. aller Arbeiten im Ganzen pro Cubikmeter 78 *M*. Im Nicolausthal erhielt bei einer Dammhöhe von 8,8^{m} ein Durchlass incl. der Flügel eine Länge von 38,8^{m}. Die Sohle des Mauerwerks kam 2,2^{m} unter das Wiesenterrain zu liegen und wurde zur grösseren Sicherheit ein durchgehendes Fundament mit Erdgewölbe nach Fig. 471 angenommen, dasselbe hatte 4,08^{m} Breite und 0,94^{m} Höhe, während die Durchlassöffnung 1,57^{m} und 2,51^{m} hoch war. Die Hälfte des Bauwerkes konnte in dem ziemlich zähen und fest anstehenden Torf mit einfacher Ausschachtung in kurzen Partien bei Wasserschöpfung fundirt werden. Der andere Theil näherte sich jedoch mehr dem hohen Thalrande und musste zum Theil darin eingeschnitten werden. Hierbei brachen so lebhafte Quellen hervor, dass eine derartige Fortsetzung des Baues unmöglich wurde. Bei der späten Jahreszeit hätte die Beschaffung und Einrammung von Spundwänden zu viel Zeit weggenommen; auch war zu befürchten, dass der fertige Theil des Bauwerkes durch die heftigen Erschütterungen beim Rammen leiden würde, wesshalb man auch hier die Fundirung mit Brunnen vorzog, welche die zweite Hälfte des ganzen Bauwerkes aufnehmen. Bei sehr hohen Material- und Lohnpreisen stellte sich 1^{cbm} Brunnenmauerwerk mit Ausfüllung etc. im Ganzen auf 80,8 *M*. Die schmalen Brunnen waren noch in der Mitte durch einen Steg getheilt, was nicht erforderlich war; auch hätte man die Zahl der Brunnen, bei mehr quadratischer Form derselben, vermindern und dadurch den Kostenbetrag reduciren können.

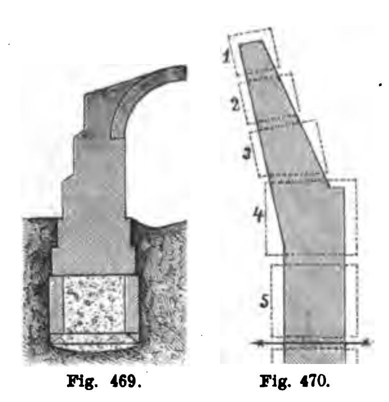
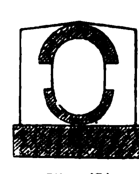


Fig. 469. Fig. 470.


Fig. 471.

Als Fundirungsmethode für Brücken ist die Brunnensenkung jetzt ganz besonders entwickelt und unter den schwierigsten Verhältnissen mit grossem Erfolge angewendet worden. In allen Fällen muss man aber die versenkten Pfeiler mit einer der Strömung entsprechenden Steinschüttung umgeben, damit sie gegen Unterspülung gesichert sind. In dieser sorgfältig und reichlich auszuführenden Schüttung aus genügend grossen Steinen liegt die Hauptsicherheit aller Strompfeiler begründet und man darf bei deren Ausführung am allerwenigsten sparen. Dabei darf die Steinschüttung nicht vor das Bett des Stromes vortreten, weil sonst Auskolkungen vor der Schüttung entstehen könnten. Welche Folgen Unterlassungen in dieser Art nach sich ziehen können, zeigen nachstehende Fälle.

Die **Sutley**-Brücke der Punjab-Eisenbahn in Indien *(Engineering 1872, September)* hat 58 Oeffnungen von je 34^{m} Spannweite von Mitte zu Mitte Pfeiler. Jeder der Pfeiler besteht aus **einem** Senkbrunnen von Ziegelsteinen gemauert mit 3,81^{m} äusserem

und 1,98^{m} innerem Durchmesser, welche durchschnittlich 12^{m} tief durch Triebsand und Thon gesenkt sind. Die tragende Fundamentschicht besteht entweder aus Kies oder aus Thon und die Pfeiler sind bis zur Wasserhöhe mit Beton, hierauf mit Ziegelmauerwerk ausgefüllt. Die Brücke war bereits 22 Monate dem Betriebe übergeben, als in Folge eines eingetretenen Hochwassers 2 gewöhnlich trockenstehende Pfeiler umstürzten, und zwar nachdem die Fluth an jener Stelle bis auf 1^{m} gefallen war, wobei sich zeigte, dass die Sohle in 24 Stunden 11^{m} tief ausgekolkt war. Die Ursache des Umsturzes wurde darin gesucht, dass für jeden Pfeiler nur ein Cylinder angeordnet war, während 2 kleinere Brunnen in der Richtung des Stromes mehr Widerstand geleistet hätten. Dies ist gewiss nicht zu bezweifeln, indess würden die aus einem Cylinder bestehenden Pfeiler höchst wahrscheinlich auch stehen geblieben sein, wenn sie in der Sohle des Flussbettes durch eine mehrere Meter breite Steinschüttung gegen Unterspülung gesichert gewesen wären, indem dann die vor dem Pfeiler sich bildenden Wirbel den Boden nicht erheblich auskolken konnten.

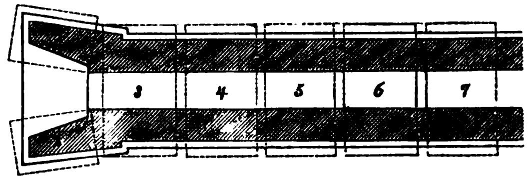
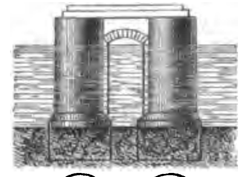
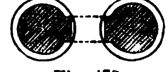


Fig. 472.

Sehr oft werden Brückenpfeiler auf 2 Senkbrunnen fundirt, die durch einen Bogen mit einander verbunden sind. In Fig. 473 ist der aus 2 Brunnen bestehende Unterbau von den Strompfeilern der **Oder-** und **Parnitz**-Brücken bei Stettin dargestellt, die jedoch mit Anwendung von comprimirter Luft gesenkt wurden *(Deutsche Bauzeitung 1867, S. 151 und 161. sowie 1868, S. 333)*. Der Durchmesser der eisernen Brunnenkränze beträgt 7,54^{m}, das Mauerwerk ist jedoch oben bis auf 5,65^{m} zusammengezogen und ist jeder runde Pfeiler mit einem 4,71^{m} breiten geraden Vorsprunge versehen. Etwa in der Höhe des Wasserspiegels sind dann beide Brunnen durch einen Bogen von 3,77^{m} Spannweite mit einander verbunden, so dass sie über Wasser einen einzigen Auflagerpfeiler repräsentiren. Der auf dem rechten Oderufer befindliche Landpfeiler musste in tiefem Torf- und Moorboden fundirt werden, so dass hier die gewöhnlichen Senkbrunnen angewendet werden konnten und für den Pfeiler 3 Brunnen von je 3,77^{m} Durchmesser gesenkt wurden. Ein anderer Brückenpfeiler auf 2 Brunnen ist bereits in Fig. 465 dargestellt. Die Brücke über den **Ganges** zu Cawnpore hat 25 Oeffnungen zu je 33,5^{m} und an jedem Ende eine Oeffnung von 12,2^{m} Weite *(The Engineer 1875, August, S. 119)*. Jeder Pfeiler ist auf 2 Brunnen gegründet, die aus Ziegelmauerwerk hergestellt und bis auf 18^{m} unter Null versenkt sind. Bei Ausführung derselben zerstörten die Hochwasser in den Jahren 1870 und 1871 jedesmal mehrere Brunnen, auf welchen bereits die Pfeiler in Ausführung begriffen waren, indem sie eine stromaufwärts befindliche Pontonbrücke wegrissen und gegen die Pfeiler trieben. Man sprengte dann die Reste der zerstörten Pfeiler und vergrösserte den Durchmesser eines Brunnens von 3^{m} auf 5,5^{m}, damit der grössere Brunnen um den ursprünglichen versenkt werden konnte.



Fig. 473.

Viele andere von den grossen Brücken in Indien sind ebenfalls auf Senkbrunnen fundirt. So steht jeder Pfeiler der im Jahre 1872 begonnenen Brücke über den **Jumna** in der Rajbootana-Staatsbahn auf 3 aus Ziegeln gemauerten Brunnen, die bis auf eine Tiefe von 19,5^{m} unter Null versenkt sind *(Engineering 1875, August, S. 162)*; diese Brücke hat 17 Oeffnungen von je 43,28^{m} Weite. Jeder der 3 Brunnen

hat einen äussern Durchmesser von 3,8^{m} mit einer Wandstärke von 84^{cm} und einen Mittelpunktabstand von 4,27^{m} in der Stromrichtung. Die Brunnen erhielten 3,5 Tonnen schwere schmiedeeiserne Kränze von 0,9^{m} Höhe und zum Versenken wurde Bull's Baggermaschine angewendet, wobei die Brunnen mit Schienen belastet waren, deren Gewicht in Maximo 200 Tonnen betrug. Nachdem die Brunnen fertig versenkt waren, wurden sie mit Beton ausgefüllt und darauf das Hausteinmauerwerk der Pfeiler versetzt. Die Pfeiler haben unten mit Einschluss der Vorköpfe 12,2^{m} Länge und 3,2^{m} Breite, an der Krone haben sie 8,7^{m} Länge und 2,8^{m} Breite. Die im November 1871 begonnene und am 1. Januar 1876 eröffnete Brücke über den **Chenab** in der Lahore- und Peschawer-Eisenbahn hat 64 Oeffnungen zu je 43,3^{m} Weite, mithin eine Gesammtlänge von 2834,6^{m}. Die in Ziegeln gemauerten Pfeiler sind auf je 3 Brunnen von 3,8^{m} äussern Durchmesser fundirt *(Engineering 1876, Februar, S. 161).* Die Gesammtkosten der Brücke beliefen sich auf 10530800 *M*.

Bei der Eisenbahnbrücke über die **Weichsel** bei Thorn sind die Pfeiler der Fluthbrücke ebenfalls auf je 3 Brunnen fundirt, welche je nach der Länge der Pfeiler einen äussern Durchmesser von 5,65^{m} bis 7,22^{m} haben. Jeder Brunnen erhielt einen aus 3 Bohlenlagen bestehenden Schneidekranz von 63^{cm} Höhe und einer dem 3 Stein starken Mantelmauerwerk der Brunnen entsprechenden Breite. Die Baugrube wurde bis zum Grundwasserstande ausgehoben, die abgebundenen Brunnenkränze in derselben zusammengebolzt und nachdem das Mauerwerk in der Stärke von 81^{cm} ohne jede Anwendung von Ankern u. s. w. in Cementmörtel 3,7 bis 4,7^{m} hoch aufgemauert war, wurde dieser Theil bis zum Wasserspiegel gesenkt. Zur Verminderung der Reibung an dem Erdreich beim Senken der Brunnen wurde die äussere Mantelfläche um 8^{cm} eingezogen und um das gleiche Maass im Innern vorgekragt. Die Brunnen wurden, wo dieselben den Thon nicht erreichten, bis — 6,3^{m} am Pegel, in den Fällen aber, wo der Thon höher anstand, nur so tief gesenkt, dass sie mindestens 1,6^{m} im Thon standen, wobei jedoch wenigstens die Tiefe von — 4,7^{m} a. P. erreicht sein musste. Bei der vorgesehenen Tiefe sollten die Brunnen mit ihrer Oberkante nur bis zur Tiefe des Grundwasserstandes reichen, um so tief wie möglich die Vereinigung der 3 Brunnen zu einem Pfeiler eintreten zu lassen. Der Umstand, dass mehrere Brunnen in der Thonschicht zu senken waren und ein schwieriges Senken in derselben zu erwarten stand, gab Veranlassung, die Schneide des Brunnenkranzes mit einem ⊢-Eisen zu armiren. Soweit der Wasserzufluss nicht zu bedeutend war, wurde das Senken der Brunnen, unter Anwendung kräftiger Centrifugalpumpen, thunlichst durch einfaches Ausgraben bewirkt. Im Uebrigen wurde die Baggerschaufel nach Fig. 105 und 107 angewendet, wobei alle zu einem Pfeiler gehörigen Brunnen gleichzeitig gesenkt wurden. Einer dieser Pfeiler ist in Fig. 474 halb in der Aufsicht und halb im Horizontalschnitte dargestellt. An einem Ende des Pfeilers steht ein durch 4 Kopftaue *a* abbalancirter Drehkrahn *b*, der zum Aufbau des Pfeilers diente und an dem das Baumaterial mittelst der Winde *c* aufgezogen wurde.

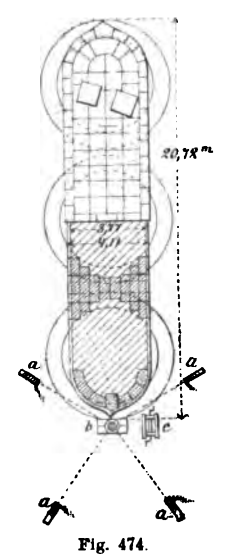


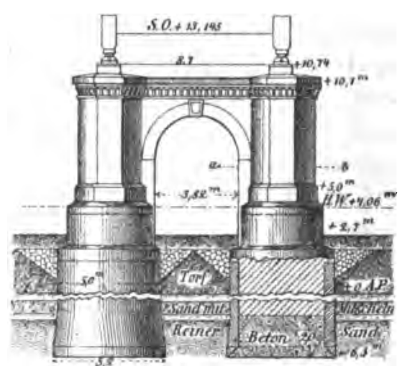
Fig. 474.

Ein gewöhnlich trocken stehender Pfeiler der Brücke über die kleine Regnitz *(Deutsche Bauzeitung 1875, S. 373)*, der auf 2 Brunnen fundirt wurde, ist in Fig. 475 und 476 dargestellt.

Auch lange Kaimauern sind mehrfach mit günstigem Erfolge auf Senkbrunnen

fundirt worden, wie z. B. die südliche Kaimauer des Sandthorhafens in Hamburg in einer Länge von ca. 1000^{m} *(vergl. G. Hagens: Handbuch der Wasserbaukunst I. II., S. 365).* Die Gründung geschah hier auf rechteckigen Brunnen, die auf einem 8^{cm} hohen hölzernen Kranze gleich in der ganzen erforderlichen Höhe von 5,65^{m} in Cementmörtel aufgemauert wurden. Die Wände der Brunnen haben unten auf 3,1^{m} Höhe einen Anlauf von 1 : 12, während sie in der noch übrigen Höhe senkrecht sind. In der Richtung des Kais messen die Brunnen 4^{m}, in der darauf senkrechten Richtung 5,73^{m}; sie haben 80^{cm} Wandstärke und ihre Entfernung von Mitte zu Mitte beträgt 8,58^{m}. Nachdem etwa die Hälfte der Brunnen gemauert, das Mauerwerk der ersten Brunnen also ziemlich vollständig erhärtet war, begann man mit dem Senken, was durch gewöhnliche Bagger mit senkrechter Eimerleiter bewirkt wurde, wobei mit der Trommel des Baggers ein Mechanismus verbunden war, der ein Blech unter den ausschüttenden Eimer schiebt und dasselbe dann zurückzieht, um den leeren Eimer passiren zu lassen. Die oberen Bodenschichten bestanden aus Moor, worüber feiner Sand lag; an manchen Stellen war der Untergrund sehr unrein und es kamen sogar Baumstämme in der Tiefe vor.

Fig. 475. Ansicht und Verticalschnitt.



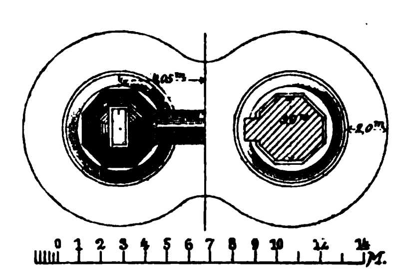
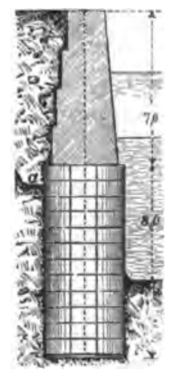


Fig. 476. Aufsicht und Horizontalschnitt.

Durch behutsame Führung des Baggers gelang es aber, auch diese tiefer zu versenken oder sie zu durchbrechen, und die Brunnen in senkrechter Stellung bis zur vorgeschriebenen Tiefe hinabzubringen. Oft freilich neigten sich die Brunnen stark nach einer Seite über; alsdann musste der Bagger da wirken, wo der Brunnen am höchsten stand. Ein Bruch des Mauerwerkes erfolgte in keinem Falle, und da die ganze Masse innig zusammenhing, so brachte es keinen besonderen Nachtheil, wenn zuweilen ein einzelner Gegenstand einen Brunnen am Sinken hinderte; das Hinderniss wurde dann durch starkes Vertiefen im Innern des Brunnens beseitigt. Die Baugrube befand sich grösstentheils auf dem Lande der Insel Grasbrook, und so bildete der stehen gebliebene Theil des Ufers einen Fangedamm. Der gewöhnliche Fluthwechsel beträgt in Hamburg 1,73^{m}; die Hafensohle sollte 4,55^{m} unter gewöhnlichem Niedrigwasser liegen, die Brunnen wurden aber noch etwa 1^{m} tiefer gesenkt. Nach der Senkung wurden die Brunnen ganz mit magerem Beton ausgefüllt und ungefähr in der Höhe des niedrigsten Wasserstandes durch 70^{cm} starke Gurtbögen verbunden. Hierauf steht dann die eigentliche Kaimauer, welche 4,58^{m} über Niedrigwasser hoch ist und unmittelbar am Ufer ein Eisenbahngeleise trägt. Die freien Räume zwischen den Senkbrunnen sind hinter den Brunnen durch Spundwände geschlossen, um das Ausspülen der Hinterfüllungserde zu verhindern, während vor den Spundwänden in der Länge der Brunnen sich eine ziemlich flache Böschung bis zur Sohle des Hafens bildet. Vor der Ausfüllung mit Beton wurde jeder fertig gesenkte Brunnen einer Probebelastung unterworfen, indem man ein Gefäss aus starkem Eisenblech, was einen abgestutzten Kegel bildete, daraufstellte und voll Wasser pumpte. Das Gefäss hatte einen untern Durchmesser von 7,5^{m}, einen oberen von 11,3^{m} und eine Höhe von 9,4^{m}, so dass man dadurch eine

Belastung von mehr als 500 Tonnen ausüben konnte. Eine geringe Senkung der Brunnen wurde durch diese Probebelastung noch jedesmal bewirkt, doch war dieselbe meistens unbedeutend und hörte bald ganz auf.


Fig. 477.

Die Kaimauern der **Stobcross-Docks** im neuen Hafentheil zu **Glasgow** wurden ebenfalls auf Senkbrunnen fundirt, die man aus Beton herstellte. Die Ufermauern haben nach dem Querschnitte Fig. 477 eine Höhe von 7^m, die darunter befindlichen Senkbrunnen eine solche von 8,6^m und liegt die Hafensohle ca. 12,3^m unter der Mauerkrone *(Deutsche Bauzeitung 1875, S. 31 und Annales des ponts et chaussées 1876, Februar, S. 168).* In der obern Schicht bestand der Boden aus Thon und Sand, unten dagegen aus reinem Sand. Die Baugrube war gegen den Clyde-Fluss durch einen natürlichen Erdstreifen geschützt, so dass man sie ohne erhebliche Wasserschöpfarbeit bis zum Punkte *a* Fig. 477 auf ca. 2^m unter Niedrigwasser ausgraben konnte. Der Anwendung eines Pfahlrostes gegenüber stellte sich die Brunnensenkung erheblich billiger. Die Brunnen wurden 3,3^m unter die Hafensohle hinabgeführt, wobei bemerkt werden muss, dass der Hafen vor Strömung geschützt liegt. Sie sind aus einzelnen Betongussstücken gruppenweise nach der in Fig. 478 bei *a* und *b* angegebenen Theilung, in den abwechselnden Schichten verschieden geformten Stücken aufgebaut, so dass die abwechselnden Schichten in ihren Fugen einen regelmässigen Verband bilden, wobei die Lager- und Stossfugen wie bei gewöhnlichen Quadern mit Cementmörtel ausgefüllt wurden. Die zu jeder Schicht einer Brunnengruppe gehörenden Betonstücke sind auf einer ebenen Unterlage in hölzernen nur aus Seiten- und Zwischenwänden bestehenden Formkasten durch Einstampfen von Beton gebildet, hierin liess man sie 3 Tage lang erhärten, dann wurde die Form aus einander genommen und die zusammengehörigen, mit Nummern versehenen Stücke bis zur völligen Erhärtung unter einen Laufkrahn gelagert, von wo aus sie zur Verwendung gelangten. Jedes Ringstück ist mit 3 schräg gerichteten Löchern für die Steinklauen der Windeketten versehen, damit die Stücke mittelst Krahn leicht gehoben werden konnten. Der Brunnenkranz der bei *c* in Fig. 478 im Grundrisse angedeutet ist, besteht hier aus Gusseisen, und zwar ist jeder Kranz aus 6 einzelnen, durch Flanschen mit je 4 Schraubenbolzen verbundenen Stücken zusammengesetzt. Die ca. 2^{cm} starken Wandungen des Kranzes sind nach Fig. 479 unten zu einer Schneide zusammengezogen und ist der Zwischenraum zwischen den Wänden mit Cementmörtel ausgefüllt. Durch die Flanschen, sowie durch einzelne in Fig. 478 angegebene Zwischenstege werden die Wandungen des Kranzes zusammengehalten. Die schräge Wand besitzt noch einen schmalen wagerechten Rand, der mit Ohren zum Durchstecken der Windeketten versehen ist. Als Hinterfüllungsmaterial verwendete man Steinkohlenschlacken. Damit nun diese nicht durch die einige Centimeter breite Fuge zwischen 2 Brunnengruppen hindurch dringen konnten, ist nach beendigter Senkung an der Innenseite der Mauer zwischen je 2 Gruppen ein schwacher Pfahl eingeschlagen, welcher jene Fuge deckt. Der Bodenaushub aus den 3 Cylindern einer Brunnengruppe erfolgte gleichzeitig mittelst Excavatoren.

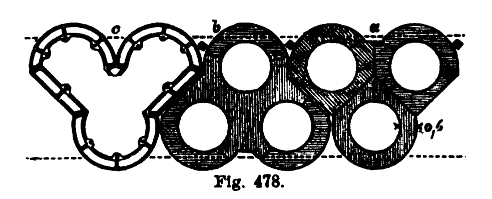
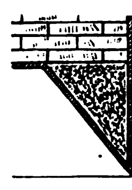
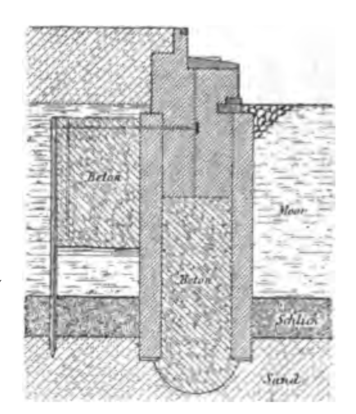


Fig. 478.


Fig. 479.

Für Kaimauern und Brückenköpfe, die auf Senkbrunnen fundirt sind, ist oft eine Verankerung nach rückwärts empfehlenswerth, damit der Erddruck ein Gegengewicht erhält, wie dies bei dem in Fig. 480 und 481 dargestellten Brückenkopfe der Fall ist. Dieser steht in einem tiefen Moorboden und die Senkbrunnen reichen nur wenig in den festen Sand hinab. Daher ist hinter dem eigentlichen Pfeiler, zwischen diesem und einer Spundwand ein schwerer Betonkörper geschüttet und durch eiserne Anker mit dem Pfeiler verbunden. Mit dem über ihm lagernden Erdboden erzeugt dieser schwere Betonkörper ein bedeutendes Moment in entgegengesetzter Richtung von jenem des Erddruckes, wodurch die Vorderkante des Brunnenfundamentes wesentlich entlastet wird, der Brunnen also viel weniger leicht überkippen kann.

Fig 480.



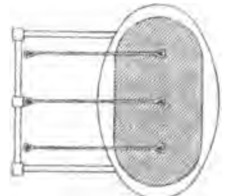


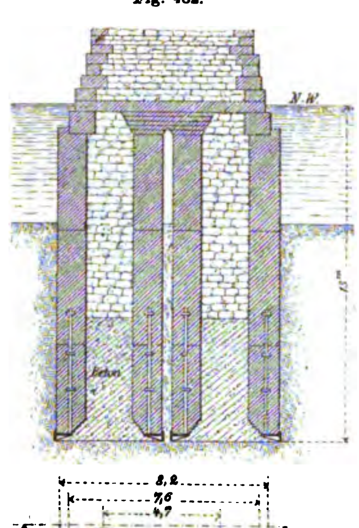
Fig. 481.

Anstatt die Brunnen mit Beton oder Mauerwerk zu füllen, kann man hierzu in vielen Fällen auch sparsamer scharfen Sand verwenden, wenn ein Setzen der Sandfüllung nicht nachtheilig wird, wie z. B. bei Kaimauern u. s. w. Man kann in solchen Fällen die Brunnen unten durch eine Betonschüttung schliessen und darauf die Sandschüttung schichtenweise einstampfen, damit der Sand möglichst dicht gelagert werde. Soll das Wasser aus den Brunnen ausgepumpt werden, so muss man die Stärke des Betonbettes derart bemessen, dass dasselbe durch sein Gewicht dem Wasserdruck gegen die Sohle das Gleichgewicht halten kann. Hat der Beton ein specifisches Gewicht = 2, dann muss die Höhe des Betonbettes wenigstens = $^1/_2$ der Wassertiefe sein; bei Anwendung des leichteren Ziegelsteinschotters = 0,63 der Wassertiefe. Verwendet man Cementmörtel zu dem Beton, so kann das Auspumpen der Brunnen schon nach 4 bis 5 Tagen erfolgen, während man Trassmörtel-Beton wenigstens 2 Wochen Zeit zum Erhärten lassen muss, bevor man auspumpen kann. Macht man aber die Betonsohle nicht so stark, wie oben vorausgesetzt, indem man das Betonbett sich gegen Auskragungen des Brunnens stemmen lässt und so dessen Auftrieb verhindert, dann muss man dem Beton auch längere Zeit zum Erhärten lassen.

Am besten bildet man das Fundament der Brückenpfeiler aus mehreren kleineren Brunnen, die einander nicht zu nahe gestellt werden, weil man dann die Brunnen am leichtesten senken kann. So machte man es auch bei der 1860—62 erbauten Eisenbahnbrücke über den Jumnafluss bei Allahabad in Ostindien *(The Civil-Engineer 1863, Decemberheft; — Zeitschr. für Bauwesen 1864, S. 585)*, die für Brunnenfundirung bahnbrechend war, indem sich dieses Verfahren von Ostindien aus verbreitete, wo die Eingeborenen schon seit dem grauen Alterthum gemauerte Brunnen senkten. Die genannte Brücke hat 14 Oeffnungen von je 62,5^m Weite und jeder Mittelpfeiler ist nach Fig. 482 und 483 auf 10 Brunnen aus Ziegelmauerwerk fundirt. Jeder dieser Brunnen hat 4,1^m äussern Durchmesser, 1,02^m Wandstärke und ist bis ca. 13^m unter Niedrigwasser versenkt. Man hat aber gemauerte Brunnen auch noch viel tiefer hinabgebracht, so reichen z. B. die Brunnen der Jumnabrücke an der Kalkutta-Delhi Eisenbahn und der Goraibrücke an der ostbengalischen Bahn *(Engineering, 1869)* 22 bis 25^m tief unter Niedrigwasser. Auf den Kies- und Sandboden

übertragen die Brunnen der Jumnabrücke bei Sirsowa in Ostindien einen Druck von 4,3 kg pro 1 qcm, während bei den Brücken der oldenburgischen Bahnen nicht mehr als 3,2 kg zugelassen sind.

Fig. 482.



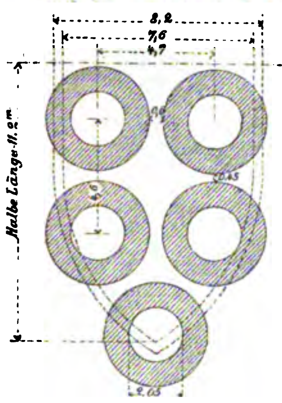


Fig. 483.

Stärke und Ausführung des Brunnenmauerwerkes. Das Brunnenmauerwerk und das Füllmauerwerk lassen sich fast zu gleichen Preisen herstellen und daher wird man stets die Wandstärke der Senkbrunnen reichlich gross nehmen und nur darauf achten, dass der innere Raum gross genug bleibt, um die Arbeiten des Senkens bequem verrichten zu können. In Indien hat man die Wandstärken der Senkbrunnen stets gross genommen, so haben z. B. die bis zu 13 m unter Niedrigwasser gesenkten Brunnen der Jumnabrücke bei Allahabad 1,02 m Wandstärke bei 4,1 m äussern Durchmesser. In Norddeutschland hat man runde Brunnen bis 4 qm Grundfläche nur 1 Stein = 25 cm Wandstärke gegeben. Bei den Brücken der Venlo-Hamburger Bahn erhielten runde Brunnen von 4,5 äusserem Durchmesser und rechteckige Brunnen von 6,7 m bei 4,5 m Seitenabmessung $2\frac{1}{2}$ Stein = 64 cm Wandstärke. Unter der Weichselbrücke bei Thorn haben die 5,7 m bis 7,2 m im äussern Durchmesser haltenden Brunnen eine Wandstärke von 81 cm erhalten.

In der Regel erhalten die Brunnen wegen des leichteren Senkens dicht über dem Brunnenkranze eine geringere Wandstärke, die dann nach und nach durch Auskragung vergrössert wird. Meist wird das Brunnenmauerwerk aus scharf gebrannten Backsteinen, sog. Klinkern, in Cementmörtel hergestellt und an der Aussenseite mit Cementmörtel glatt geputzt, um so den Brunnen wasserdicht zu machen und die Reibung am Erdboden beim Senken möglichst zu verringern. Aus dem letzteren Grunde werden die Brunnen nach oben hin auch meist ein wenig eingezogen, d. h. im Durchmesser etwas geringer gehalten.

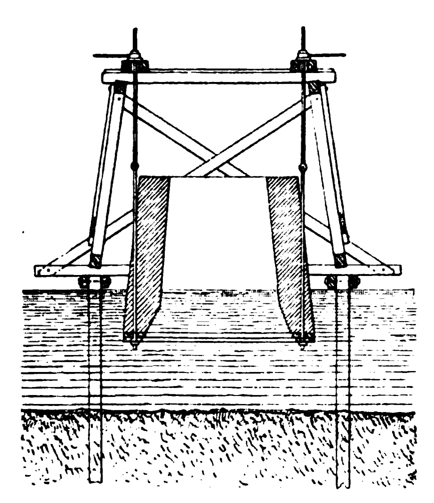


Fig. 484.

Ist nach der Beschaffenheit des Bodens ein ungleichmässiges Senken oder gar ein Abreissen des Brunnens zu befürchten, wie dies in Thonboden oder wechselnden Bodenschichten leicht vorkommen kann, so verankert man die Brunnen der Länge nach mit 3 bis 6 Anker aus 2 bis 4 cm starkem Rundeisen, die mit dem Brunnenkranze verschraubt werden.

Senken der Brunnen. Das Senken kann vom festen Boden, oder im Wasser von festen oder schwimmenden Gerüsten aus geschehen. Fig. 484 zeigt ein festes Gerüst im Wasser, wobei der Brunnenkranz an 4 Schrauben hängt und der entsprechend hoch aufgemauerte

Brunnen durch Nachlassen der Schrauben bis auf die Flusssohle hinab gelassen werden kann.

Die Herstellung der festen Gerüste ist kostspielig, weshalb man die Brunnensenkung zwischen 2 gut verankerten Fahrzeugen meist vorzieht. Fig. 485 zeigt diese Einrichtung. Der auf einem gusseisernen Kranze aufgemauerte Brunnen hängt an 4 Schraubenspindeln, deren Muttern mit 60^{cm} langen Schraubenschlüsseln versehen sind, die gleichzeitig von 4 Arbeitern gedreht werden, wodurch ein gleichmässiges Senken des Brunnens erfolgt. Hat der Kranz die Flusssohle erreicht, so können die Schraubenspindeln unten ausgehakt und weggenommen werden. Im Innern des Brunnens hängt an Tauen über gewöhnlichen Haspeln eine Plattform dicht über dem Wasserspiegel, von der aus die Aufmauerung des Brunnens erfolgt, während der Mörtel auf den Fahrzeugen bereitet wird.

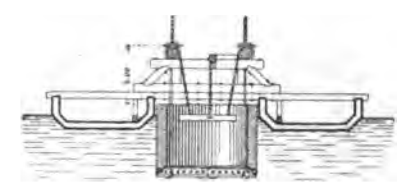


Fig. 485.

Bei grossen Wassertiefen kann man auch den herabzulassenden Brunnen als Schwimmkörper gestalten, indem man unten nach Fig. 486 einen wasserdichten Boden einfügt, der sich nachher von oben leicht zerstören lässt. Ein solcher Boden lässt sich aus Holzklötzen gewölbeartig gestalten und kalfatern. Hat dann der schwimmende Brunnen *b* die Flusssohle erreicht, so lässt man ihn voll Wasser laufen, zerstört den Boden von oben mit einer Eisenstange und beseitigt die aufschwimmenden Holzklötze. Das Gerüst über den beiden Fahrzeugen *a* kann so construirt sein, dass der Brunnen *b* auch an 4 Schraubenspindeln, oder auch nur an Tauen hängt, die über Rollen laufen. Die Wandstärke solcher Brunnen macht man so gross, dass das Gewicht des Mauerwerkes ein wenig grösser ist als das Gewicht des vom Brunnen verdrängten Wassers.

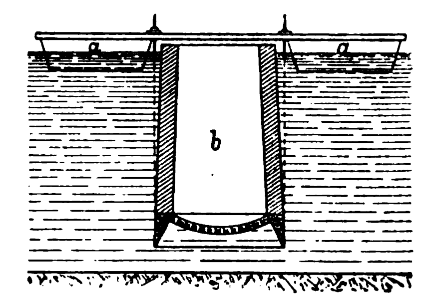


Fig. 486.

Wenn sich an der Fundirungsstelle das Terrain über den Wasserspiegel erhebt, so gräbt man es nahezu bis zum Wasserspiegel ab, verlegt hier den Brunnenkranz und mauert den Brunnen in entsprechender Höhe auf. Beim Senken wird nur im Innern des Brunnens der Boden durch Graben gelöst und in Kübeln gehoben, so lange man das eindringende Wasser leicht durch Pumpen bewältigen kann. Durch Beseitigung des Erdbodens unterhalb des Brunnenkranzes sinkt dieser allmälig tiefer. Wird der Wasserandrang zu stark, was bei Lehm- und Thonboden nicht leicht der Fall ist, so muss man das Graben aufgeben und zum Baggern übergehen. Zur Erzielung einer regelmässigen Senkung genügt bei leichten und reinen Bodenarten die Herstellung einer trichterförmigen Baggergrube, in welche der Boden unter der Last des Brunnens von den Seiten her nachfällt. Stellt der Brunnen sich schief, dann muss die Baggerung an der höher stehenden Seite des Brunnenkranzes vorgenommen werden, bis die senkrechte Stellung des Brunnens wieder hergestellt ist.

Fast bei allen Brunnenfundirungen hat man die Erfahrung gemacht, dass die Masse des ausgehobenen Bodens wesentlich grösser war, als der vom Brunnen eingenommene Inhalt. Dies kommt daher, dass der Brunnenkranz stellenweise frei schwebt und beim Baggern nicht nur der Boden bis zum Brunnenkranz, sondern auch

von weiter her in die Baggergrube nachrutscht. Durch starke Belastung des Brunnens beim Senken kann man diesen Uebelstand herabmindern. Die Belastung des Brunnens kann entweder durch aufgelegte Eisenbahnschienen, oder nach Fig. 487 dadurch erfolgen, dass man über die Brunnenränder starke Hölzer streckt, an denen mittelst Schraubenspindeln unten ein Boden aufgehängt ist, der mit Steinen oder Schienen beschwert wird. Auf diese Weise braucht man die Belastung nicht hoch zu heben. Berührt die Lastfläche fast den Erdboden, so kann man dieselbe durch Anziehen der Spindeln leicht heben, auch lässt sich durch diese Vorrichtung leicht eine einseitige Belastung herstellen, was besonders dann nützlich ist, wenn der Brunnen sich schief stellt.

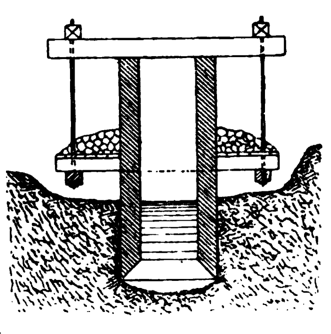


Fig. 487.

Die Belastung der Brunnen hat bei Senkungen in Sandboden einen sehr grossen Einfluss auf die Menge des zu baggernden Bodens. Ist die Brunnenbelastung ungenügend, so kann die gebaggerte Bodenmenge das 2- bis 3fache des durch den Brunnen verdrängten Bodens erreichen und dadurch benachbarte, weniger tief fundirte Bauwerke in Gefahr bringen. Man wähle also bei Senkungen in Sandboden die Belastung möglichst gross und mauere den Brunnen gleich so hoch auf, dass nicht durch öfteres Auf- und Abbringen der Belastung die dafür aufgewendete Arbeit zu kostspielig werde.

Das Senken der Brunnen vom festen Erdboden aus bietet bedeutende Vortheile, welche man häufig auch dann noch zu benutzen sucht, wenn die Fundirungsstelle unter Wasser liegt, indem man in solchen Fällen, wie bereits Seite 246 erwähnt, durch Sandschüttungen künstliche Inseln bildet, welche man gegen die Angriffe des Stromes durch Faschinen, Sandsäcke, Steine, durch Stülp- oder Spundwände schützt.

Da beim Senken der Bruunen eine Lockerung des umgebenden Bodens eintritt, so wird, wenn mehrere Brunnen nebeneinander gesenkt werden sollen und man die Senkung der Reihe nach vornimmt, jeder folgende Brunnen an einer Seite gelockerten, an der anderen Seite aber den in seiner natürlichen Beschaffenheit befindlichen Boden vorfinden. Wegen dieses ungleichen Widerstandes des Bodens wird sich der Brunnen leicht schief stellen. Diesen Uebelstand verhindert man dadurch, dass man die Brunnen entweder gleichzeitig senkt, oder die Senkung in solcher Reihenfolge vornimmt, dass die Bodenwiderstände möglichst gleichartig auftreten; dies geschieht z. B. dadurch, dass man beim Senken von 3 Brunnen neben einander erst die beiden äusseren und dann den mittleren Brunnen senkt. Hat man unter einer Kaimauer eine Brunnenreihe neben einander zu versenken und versieht die Brunnen fortlaufend mit Nummern, so wird man, aus dem genannten Grunde, zuerst die Brunnen mit ungeraden Nummern zur vollen Tiefe senken und erst dann die Brunnen mit geraden Nummern nachholen..

Zwei neben einander versenkte Brunnen nähern sich während der Versenkung gegenseitig, weil dann der Widerstand des Bodens doppelt ungleich ist; für die Pfeiler der Elbebrücke bei Barby, wo die Brunnen 8,7^{m} tief versenkt sind, betrug die anfängliche Entfernung der Brunnen von einander 0,8^{m}, nach dem Senken aber nur 0,4^{m}. Durch die Annäherung ist auch eine Neigung der benachbarten Brunnen gegen einander bedingt, was man jedoch beim Senken durch grössere Belastung der Brunnen-Aussenseiten leicht verhindern kann. Um die lothrechte Stellung der Brunnen beim Senken stets controliren zu können, bringt man am innern oder äussern Umfange

3 oder 4 Messlatten an, oder man zeichnet mit Oelfarbe Massstäbe auf die Mantelfläche des Brunnens.

3. Eiserne Senkbrunnen. Häufig sind bei Brückenpfeilern etc. **gusseiserne Cylinder** angewendet und in gleicher Weise wie die Brunnen versenkt. Diese Methode dürfte indess nicht zu empfehlen sein, da mehrfach Fälle vorkamen, wo die mit Beton ausgefüllten Röhren bei strenger Kälte ringsherum geplatzt sind. Die Cylinder bestehen nämlich aus einzelnen Stücken, welche durch Vermittlung horizontaler Flanschen mit einander verschraubt werden. Indem nun die innern Flanschen durch den sich weniger zusammenziehenden Beton gehindert werden, der bedeutenden Zusammenziehung des gusseisernen Cylinders zu folgen, so müssen solche Risse entstehen. Wenn andererseits die Cylinder aus dem Wasser hervorragen und in warmen Ländern den directen Einwirkungen der Sonnenstrahlen ausgesetzt sind, so ist es vorgekommen, dass die nach innen gekehrten Flanschen abreissen, weil dieselben der starken Ausdehnung des äusseren Cylinders nicht folgen können. Vermieden sollen diese Uebelstände dadurch werden, dass man die Innenseite der Cylinder in der Stärke der Flanschenbreite mit Holzstäben auskleidet. Will man eiserne Senkbrunnen anwenden, so empfiehlt sich das Eisenblech zu diesem Zwecke weit mehr als das Gusseisen.

Zur Gründung der **Clyde**-Brücke in der Glasgower-Verbindungsbahn wurden für die Pfeiler je 2 gusseiserne Cylinder von 2,54^{m} Durchmesser angewendet. Die Cylinder bestanden aus 1,83^{m} hohen Ringen und einige von diesen Cylindern wurden 26^{m} tief gesenkt, um festen Fels zu erreichen *(Mechanic's Magazine 1868, Mai 22 und Artizan 1868, März 1).* Die zweigleisige Gitterbrücke hat 5 Mittelöffnungen von je 22,8^{m} und 2 Seitenöffnungen von je 19,8^{m} Lichtweite. Die Senkung der Röhren erfolgte in der Weise, wie dies Fig. 488 zeigt, durch den Seite 51 beschriebenen Excavator von Milroy. Ein Cylinder soll mit diesem Apparate in $6^{3}/_{4}$ Stunden bei $3^{1}/_{4}$ Stunden wirklicher Arbeitszeit 7,6^{m} tief in Sandboden gesenkt sein. Das Heben und Senken des Apparates geschah durch die mittelst Dampfkraft bewegte Winde *a* und die Kette *b*, woran der Excavator *d* hängt. Um nun die Schaufeln zu veranlassen, ihrer ganzen Länge nach in den Boden einzudringen, sind im Innern des Cylinders einander gegenüber stehend 2 verticale Hölzer befestigt, die am obern und untern Ende Rollen *c* tragen, über welche Seile laufen, deren eines Ende an dem Rahmen des Excavators *d* befestigt ist, während das andere Ende zu den Windetrommeln *f* führt. Diese Winden wurden in Thätigkeit gesetzt, sobald der Excavator den Boden erreicht hat und werden die Zugseile derselben so lange in Spannung erhalten, bis durch das Anziehen der Kette *b* die Excavatorschaufeln mit dem aufgenommenen Boden gehoben sind und der Hohlraum des Excavators nach unten dicht abgeschlossen ist. Nun wird der geschlossene Apparat aus dem Brunnen herausgefördert; ist derselbe hinreichend hoch gehoben, so wird ein Wagen unter den Apparat gefahren, der letztere darauf abgesetzt und der Haken desselben eingerückt, worauf nunmehr durch Heben des Excavators die Schaufeln sich öffnen und den geförderten

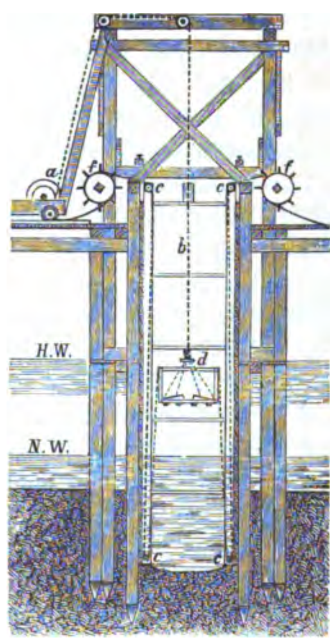


Fig. 488.

Boden in den Wagen fallen lassen. In diesem Zustande lässt man den Excavator dann wieder in den Brunnen sinken.

Die neue Strassenbrücke über die **Ouse** zu Lyun hat 3 mittlere Oeffnungen von je 36,6^m und 2 Seitenöffnungen von je 22,1^m Weite *(Engineering 1873, Dec. S. 463).* Die Pfeiler bestehen je aus 2 gusseisernen Cylindern von 1,83^m Durchmesser, welche aus 1,83^m hohen Stücken mit Rippen und Flanschen zusammengesetzt sind und 2,2^{cm} Wandstärke besitzen. Diese Cylinder wurden bis in eine feste Lehmschicht versenkt, welche sich in Tiefen von 6,1 bis 9,2^m vorfand. Da man dem untern Cylinderrand einen etwas grössern Durchmesser als der übrigen Cylinderwand gab, so ging das Senken bequem von Statten und das eindringende Wasser konnte man leicht durch Pumpen halten, so dass die Bodenförderung unter freiem Himmel geschehen konnte. Von Unterkante der Brückenträger ab gemessen, beträgt die Länge der Cylinderpfeiler 24,4^m.

In der Great-Western Bahn hat die Brücke über den Fluss **Usk** zwischen Newport und Caerleon 4 Oeffnungen von je 24,6^m Weite. Der 128^m breite schiffbare Fluss hat bei Hochwasser 16,8^m Tiefe und die äussersten Wasserstände variiren um 9,2^m. Am linken Ufer bestand der Flussgrund aus 0,6^m Schlamm, 0,67^m Thon, 18,3^m feinem Sand, 0,45^m Gerölle, 0,6^m Mergel, 0,45^m hartem Conglomerat, worunter sich endlich der Felsen mit einem Gefälle von etwa 1 : 3 erstreckte. In der Mitte des Flusses fehlte der Thon, wesshalb hier der Grund sehr leicht beweglich war, am rechten Ufer streicht der Felsen aus *(Engineering 1874, Jan. S. 61).* Die gusseisernen Pfeilercylinder haben 2,44^m Durchmesser und sind je 2 Cylinder durch angeschraubtes schmiedeeisernes Fachwerk zu einem Pfeiler vereinigt. In der Gegend des Niedrigwassers sind die Cylinder auf 1,37^m Durchmesser zusammengezogen. Bei der Senkung der Cylinder bot der immer wieder ins Innere nachdringende bewegliche Flusssand viel Schwierigkeit. Es mussten besondere Führungen zum Geradehalten der Röhren angewendet werden und während das Wasserhalten mittelst Dampfpumpen nur in ungenügender Weise geschehen konnte, musste die eigentliche Untergrabungsarbeit und das Schöpfen des Bodens durch Taucher besorgt werden. Zur Belastung der Cylinder dienten theils Steine bis zu 40 Tonnen Gewicht, theils hydraulische, gegen Rüsthölzer sich anstemmende Fusswinden. Das Innere der Cylinder wurde mit Beton und darauf mit Ziegelmauerwerk in Cementmörtel ausgefüllt.

Die **Oxley**-Eisenbahnbrücke bei Brisbane in Queensland in Australien hat 210,8^m Gesammtlänge oder 205,4^m Weite zwischen den Endwiderlagern. Die 7 Mittelpfeiler bestehen aus je 2 gusseisernen Cylindern, welche durch Gitterwerk verbunden sind. Die von Halbparabelträgern überspannte Hauptöffnung hat 48,77^m Weite, während die übrigen Oeffnungen 24,4^m und 12,2^m Weite haben *(The Engineer 1876, Dec., S. 417).* Die gusseisernen Cylinder haben von der Basis bis 0,3^m unter Niedrigwasser 2,44^m Durchmesser bei 28^{mm} Wandstärke, von hier an nimmt der Durchmesser nach oben hin bis auf 1,52^m ab, während die Wandstärke bis auf 35^{mm} zunimmt. Durch Baggerung wurden die Cylinder bis auf den Fels oder so tief in das Flussbett versenkt, dass sie 70 Tonnen zu tragen vermochten. Die Füllung bestand aus Cementbeton.

Bei der **Muldenthalbahnbrücke** am Rabenstein bei Grimma, die 2 Stromöffnungen von je 51^m Lichtweite hat und deren Axe mit der Stromrichtung einen Winkel von 65° bildet, sind die Land- und Strompfeiler ebenfalls auf gusseisernen Cylindern fundirt *(Deutsche Bauzeitung 1877, S. 156).* Unter der aus einer ca. 5^m mächtigen Kiesschicht bestehenden Flusssohle stand ziemlich wagerecht fester Gneisfels, bis auf welchen die Röhren niedergebracht werden sollten. Der Mittelpfeiler steht auf

3 Cylindern von je 4^m Durchmesser und jeder Cylinder ist aus Ringen von $0{,}61^m$ Höhe zusammengesetzt, welche je 6740 Kilogr. wiegen. Jeder Ring besteht wiederum aus 6 Segmenten, die mittelst Flanschen und Schrauben verbunden sind; in gleicher Weise erfolgte auch die Verbindung der Ringe unter sich, wobei dünne Gummischnüre zwischen den Flanschen die Dichtungen bildeten und sich gut bewährten. Die Senkung erfolgte durch Baggern, soweit dies anging, denn im letzten Theil der Tiefe hatte das Bodenmaterial solche Festigkeit, dass man nur Handarbeit benutzen konnte. Die Röhren wurden mit Beton gefüllt und hierauf wurde aufgemauert, um so die 3 Theile durch Bogen zu verbinden, worauf man dann erst den eigentlichen Pfeilerkörper stellte.

Auf ihrer Zweigbahn nach Goalundo überschreitet die Ostbengalische Bahn den **Goraicfluss**, der an der Uebergangsstelle eine Breite von 305^m bei $12{,}2^m$ Tiefe und und $1{,}31^m$ Stromgeschwindigkeit in trockner Jahresreit hat, während sich bei Hochwasser die Breite, auf 488^m die Tiefe auf $20{,}7^m$ und die Stromgeschwindigkeit auf $2{,}13^m$ erhöht *(Engineering 1872, Febr. S. 117 und Notizblatt des technischen Vereins zu Riga, 1872, S. 28).* Die beiden Cylinder jedes Brückenpfeilers sind am Kopfe durch 2 schmiedeeiserne Querträger mit einander verbunden und den Stromverhältnissen entsprechend sind dieselben $29{,}9^m$ tief versenkt. Der Oberbau liegt $6{,}7^m$ über Hochwasser oder $15{,}2^m$ über Niedrigwasser. Die gefährliche Natur des Stromes gestattete nicht, die Cylinder von einem feststehenden Gerüste aus zu versenken, sondern es wurden zu diesem Zwecke 2 grosse Pontons benutzt, die eine starke hölzerne Plattform trugen, in welcher sich die Oeffnungen für die Cylinder befanden. Jedes Ponton war an 2 in schräger Richtung angebrachten Ketten verankert, so dass die 4 Ankerketten beider Pontons zusammen die Form eines Kreuzes bildeten. Auf den Pontons bewegten sich 2 Laufkrähne von 11^m Spurweite und $7{,}6^m$ Höhe, ausserdem war auf einem Ponton eine Dampfmaschine von 20 Pferdekräften aufgestellt, welche 2 Centrifugalpumpen von 33^{cm} Durchmesser und eine Luftpumpe trieb.

Zunächst bestand jeder Cylinder am untern Ende aus einem Ringe von Eisenblech, der bei $9{,}3^m$ Höhe, unten $4{,}27^m$ und oben $4{,}11^m$ Durchmesser hat. Hierauf folgt ein conischer gusseiserner Ring, der den Durchmesser des ersten Ringstückes nach oben auf $3{,}05^m$ verringert, dann folgen cylindrische gusseiserne Ringstücke von ebenfalls $3{,}05^m$ Durchmesser. Beim Versenken der Cylinder wurden nun zuerst starke hölzerne Balken quer über die beiden kreisförmigen Oeffnungen der Plattform gelegt, worauf man die 3 unteren Ringe aufstellte und auf den innern Flantsch des zweiten Ringes ein 38^{cm} dickes ringförmiges Ziegelmauerwerk aufführte. Im dritten Ringe wurde eine nach unten kegelförmige hölzerne Decke angebracht und durch Kalfatern völlig luftdicht gemacht. Nun wurden die 3 untern Ringe, deren Gewicht etwa 30 Tonnen betrug, durch den Laufkrahn etwas gehoben, damit man die über der Oeffnung in der Plattform liegenden Hölzer wegziehen konnte. Jetzt versenkte man die aus den 3 Ringen zusammengesetzten Stücke auf $2{,}44^m$ Tiefe in das Wasser; hierbei war in $2{,}74^m$ Abstand von der Unterkante eine Kette von aussen ringförmig um den Körper gelegt, worin 3 Ketten eingehakt waren, um durch Anziehen oder Nachlassen derselben den Cylinder während des Senkens genau lothrecht führen zu können. Man liess nun den Cylinder so weit sinken, dass er fast ganz vom Wasser getragen wurde, indem die unterhalb der hölzernen Decke eingeschlossene Luft nicht nach oben entweichen konnte. Nachdem der vierte Ring aufgesetzt war, wurden die Ketten ausgehakt und mit Aufsetzen der folgenden Ringe und Ausführung des Mauerwerkes fortgefahren, bis der Cylinder, immer **schwimmend**, den Boden des Flussbettes erreichte;

dann füllte man den Cylinder mittelst Heber ganz mit Wasser, wodurch die unten eingesetzte kegelförmige Decke zerstört und herausgetrieben wurde.

Das Lösen der Erde in der Sohle des Flussbettes geschah durch die Seite 59 beschriebene Heberbaggerung, nämlich durch Drehung einer horizontalen Scheibe, an deren Unterfläche 4 Schneiden vortraten, welche ein conisches Loch von 2,74^m Durchmesser herstellten. Die Welle, woran der Bohrkopf angeschraubt war, bestand aus einem innern Rohre von 33^{cm} und einem äussern von 66^{cm} Durchmesser; sie machte in 1 bis 1$^1/_2$ Minuten eine Umdrehung und wurde durch eine kleine mit comprimirter Luft arbeitende Maschine getrieben. Der ringförmige Raum zwischen beiden Röhren konnte sowohl luftdicht verschlossen, wie auch theilweise mit Wasser gefüllt gehalten werden, so dass man die im Wasser arbeitende Bohrwelle hinreichend leicht machen konnte, damit bei grosser Tiefe nicht die ganze Last des Gestänges auf den Bohrkopf ruht und die Arbeit bei grösserer Tiefe nicht schwieriger und kostspieliger wird, als bei geringerer Tiefe. Der vom Bohrer gelöste Boden wurde mit Wasser vermischt im Innern der hohlen Welle emporgetrieben, indem nämlich durch die Dampfmaschine Wasser in den zu senkenden Cylinder gepumpt wurde, welches nur dadurch wieder einen Ausweg in den Strom fand, dass es von unten in jene hohle Welle eindrang und durch einen Heber, der den inneren Raum der Welle mit dem äussern Wasserspiegel verband, wieder abfloss. Der Bohrer drang pro Stunde etwa 0,3^m tiefer ein, und man konnte hierdurch den ganzen Cylinder in einem Tage 2,75^m tief senken; der nächste Tag ging mit Aufbringung und Aufmauerung eines neuen Ringstückes, sowie mit Verlängerung der Bohrvorrichtung verloren, so dass die Arbeit pro Tag nur durchschnittlich um 1,87^m vorrückte.

Senkbrunnen ganz aus Walzeisen werden meist aus Blechröhren, deren Höhe der üblichen Blechbreite entspricht, mittelst angenieteter Flanschen aus L-Eisen zusammengesetzt. Bei der **Taraczbrücke** *(Zeitschr. des ungarischen Ing.- u. Archit.-Vereins 1874)* steht jeder Pfeiler auf 2 Cylindern von 4,19^m Durchmesser. Dieselben bestehen aus dem 18^{cm} hohen, nach unten conisch erweiterten Senkringe und 3 bis 4 anderen Ringen von 0,95^m Höhe aus 6^{mm} starkem Bleche.

Bei einer **Serethbrücke** in Rumänien stehen ebenfalls unter jedem Pfeiler 2 Cylinder von je 4,5^m Durchmesser; sie sind aus 1,23^m hohen Trommeln von 17^{mm} starkem Eisenblech gebildet, die unten und oben angenietete Winkeleisen tragen und durch diese Flanschen mit einander verbunden sind. Zum Senken diente hier die Leslie'sche Heberbaggerung, wobei der Wasserstand im Brunnen bis zu 2,5^m höher gehalten wurde als der äussere Wasserstand, damit eine Wasserströmung von innen nach aussen entstand.

Die **Carlisle**-Brücke zu Dublin steht auf Brunnen von 13,7^m Länge, von 5,2^m unterer und 3^m oberer Breite *(The Builder 1878)*, mit 10 inneren Abtheilungen; die Blechstärke beträgt 12^{mm}.

Beim Umbau der **Blackfriarsbrücke** in London, die eine Oeffnung von 56,4^m, 2 solche von 53,3^m und 2 solche von 47,3^m Weite hat, sind für den einzelnen Pfeiler 6 Brunnen versenkt, 4 von rechteckiger Grundfläche, 2 von der Form der Pfeilerköpfe. Die Fundamenttiefe beträgt bis 14,3^m unter Fluthspiegel. Der Baugrund ist fester, vollständig wasserdichter Thon, überlagert von Schlick und leicht beweglichen Bodenschichten *(The Engineer 1876)*. Die Wände der Brunnen sind aus 13 bis 16^{mm} starkem Eisenblech gebildet, welches auf verticale I-Eisen 152 $\times$ 88^{mm}, in 61^{cm} Abstand genietet wurde. Letztere lehnten sich gegen horizontale Träger von 46^{cm} Höhe, die bei 1,22^m Verticalabstand an den kurzen Seiten der rechteckigen

Caissons in einem Stück, an den Langseiten in 2 Stücken hergestellt waren und hier noch durch je 1 horizontalen Gitterträger gegenseitig gestützt wurden. Runde eiserne Senkbrunnen sind unbedingt vortheilhafter als rechteckige.

Beim Senken sind eiserne Brunnen sehr bequem zu handhaben. Man kann solche Brunnen mit glatten Aussenflächen, zwischen Balken, die man wie Bremsklötze mit Schrauben gegen die Aussenflächen der Brunnen drückt, langsam auf den Grund gleiten lassen, wobei man aber die Cylinder, bevor man die Bremsvorrichtung löst, so weit zusammengeschraubt hat, dass sie bis zur Flusssohle reichen, und man nicht nöthig hat die Arbeit behufs Verlängerung der Cylinder zu unterbrechen.

Wo man Material zu gemauerten Senkbrunnen haben kann, stellen sich diese jedenfalls billiger als eiserne und es ist zur Anwendung der letzteren wohl kein Grund vorhanden.

§ 28. Pneumatische oder Luftdruck-Fundirungen.

Die seit Anfang des 16. Jahrh. bekannte Taucherglocke wurde für Bauarbeiten zuerst 1778 von dem engl. Ingenieur Smeaton angewendet; hierbei wird durch gepresste Luft ein wasserfreier Arbeitsraum geschaffen. Der französische Minen-Ingenieur Triger benutzte 1840—41 dieses Prinzip zum Abteufen eines Kohlenschachtes zu Haie-Longue bei Chalonnes an der Loire. In diesem Gebiete liegen die Kohlenflötze unter einer 18 bis 20^m mächtigen Sandschicht, welche mit dem Wasser der Loire in Verbindung steht und die Erreichbarkeit der Flötze mit den bis dahin bekannten Mitteln nicht möglich erscheinen liess. Triger construirte einen 1,8^m weiten Schacht aus Eisenblech, welcher Cylinder unten offen, oben aber geschlossen war. In diesen Cylinder presste er Luft, wodurch das Wasser ausgetrieben wurde. So konnten die Arbeiter im Trocknen den Boden unter dem Cylinder ausgraben und letzteren nach und nach bis zu der verlangten Tiefe senken, wobei ein Luftdruck bis zu 3 Atmosphären nöthig wurde. Oben auf dem Schachte war eine Kammer angebracht, mit einer luftdicht schliessenden Klappe in der Decke und einer zweiten solchen Klappe im Boden. Durch die obere Klappe gelangten die Arbeiter in die Kammer, schlossen dieselbe, stellten sodann durch Oeffnen eines Hahnes die Verbindung der Kammer mit der im unteren Theile des Schachtes befindlichen gepressten Luft her und konnten, wenn der Ausgleich des Luftdruckes erfolgt war, durch die Klappe im Boden der Kammer nach der Arbeitsstelle hinabsteigen. Durch diese sog. Luftschleuse war also das Ein- und Aussteigen der Arbeiter ermöglicht, ohne jedesmal die ganze comprimirte Luftmasse des Schachtes opfern zu müssen, indem die luftdicht schliessenden Klappen nach einander geöffnet und dadurch der Raum der Luftschleuse abwechselnd mit der innern comprimirten und der äussern atmosphärischen Luft in Verbindung und auf gleiche Spannung gebracht wurde, damit sich der Verlust an comprimirter Luft auf ein Minimum beschränke. Triger's Erfindung hat sich später als sehr wichtige Neuerung bei schwierigen Fundirungen erwiesen. Am 25. Febr. 1845 soll Triger der franz. Akademie über sein Verfahren Bericht erstattet und die Möglichkeit dargelegt haben, auch Brückenpfeiler nach seinem System zu gründen.

Entgegengesetzt dem Triger'schen System verwendete Dr. Pott in England zum Eintreiben hohler Pfähle verdünnte Luft. Im Jahre 1843 liess sich nämlich Dr. Pott in England ein Patent darauf geben, enge hohle eiserne Cylinder, die den Pfählen eines Pfahlrostes nachgebildet waren, mittelst des atmosphärischen Luftdruckes in den Boden zu pressen. Er liess die Röhren unten offen herstellen, wogegen sie oben

durch Klappen luftdicht geschlossen werden konnten. Indem nun diese Röhren aufgestellt wurden, drückte sich die Schneide durch das Eigengewicht der Röhre etwas in den Boden ein, dann wurde die obere Klappe dicht verschlossen und die Luft im Innern der Röhre durch Pumpen möglichst verdünnt, so dass der auf den Pfahl wirkende atmosphärische Druck den Pfahl weiter in den Boden eintrieb. Das Einsinken des Pfahles wurde aber hierbei nicht allein durch den Ueberdruck der äussern Luft, sondern vielmehr dadurch bewirkt, dass Wasser in den fast luftleeren Raum des Pfahles einströmte und den Boden unter dem Pfahle auflockerte, wodurch das Einsinken des Pfahles befördert wurde.

In lockerem Sand- und Kiesboden liessen sich diese sog. pneumatischen Cylinder wohl leicht eintreiben, besonders wenn man noch eine künstliche Belastung darauf brachte, doch musste man bei diesem Verfahren den obern Deckel wiederholt abnehmen, um das Wasser auszupumpen und die mit eingedrungene Erde auszubaggern, worauf der Deckel wieder geschlossen und die Luft neuerdings ausgepumpt wurde, welches Verfahren man so lange wiederholen musste, bis endlich der Pfahl genügend tief eingetrieben war.

Später wurde dieses Senkverfahren dahin verbessert, dass man einen grösseren Cylinder durch ein Rohr mit dem einzutreibenden Pfahl in Verbindung brachte, den Cylinder möglichst luftleer pumpte und dann durch plötzliches Oeffnen eines Ventils das geringe Luftquantum aus dem Pfahl in den grossen Cylinder strömen liess, wodurch in dem Hohlraume des Pfahles augenblicklich eine starke Luftverdünnung entstand und das Wasser mit starker Strömung in den Pfahl eintrat, somit eine kräftige Auflockerung des Bodens bewirkte. Da aber der in den Pfahl eindringende Erdboden sich oft so fest ablagerte, dass er sich daraus nur schwer beseitigen liess, so stellte man noch eine engere Röhre in den Pfahl, die am unteren Ende ein nach oben aufschlagendes Ventil hatte, durch welches die Erde in die Röhre eintreten konnte. Nachdem man dann den Deckel des Pfahles geöffnet hatte, verband man den Schlauch der Luftpumpe mit der engen Röhre, die sich nun mit einem Theil von dem im Pfahle enthaltenen Boden füllte. Die enge Röhre wurde nach der Füllung herausgehoben und entleert; man konnte also den Inhalt des Pfahles mit dieser Röhre nach und nach vollständig beseitigen.

Seit dem Jahre 1845 ist dieses Senkverfahren mehrfach zur Anwendung gekommen *(Allgemeine Bauzeitung 1858, S. 189).* So im Jahre 1847 beim Bau des Viaductes der Chester- und Holyhead-Eisenbahn auf der Insel Anglesey, wo jeder Pfeiler auf 19 gusseisernen Pfählen steht, die 35^{cm} Durchmesser, 3,5^{cm} Wandstärke und 4,8^{m} Länge haben. Man versenkte dieselben 3,7^{m} tief, was oft mit einer Geschwindigkeit von 60^{cm} in einer Minute erfolgte. Die Pfähle wurden mit Beton gefüllt, nachdem man den eingedrungenen Sand aus dem Innern derselben ausgehoben hatte. Dieser Pfahlrost hat sich unter der Last der schwersten Eisenbahnzüge als vollkommen tragfähig erwiesen.

Im Jahre 1849 wollte der engl. Ingenieur Cubitt das Pott'sche Verfahren auch zum Fundiren der Brücke über den **Medway** bei Rochester zur Anwendung bringen und er wollte unter jeden der beiden Mittelpfeiler 14 gusseiserne Röhren von 1,83^{m} Weite stellen, die, aus einzelnen Theilen bestehend, im Innern durch Flanschen verbunden waren und 6,1^{m} unter die Sohle des Flusses versenkt werden sollten. Er fand aber bald, dass diese Fundirungsmethode hier nicht durchzuführen war, weil der compacte Boden das Wasser nur spärlich durchdringen liess, daher keine Auflockerung des Grundes und somit keine Senkung der Röhren erfolgen konnte. Ausserdem fand

man bei der Untersuchung des Baugrundes, dass unter dem einen Landpfeiler grosse Steine und Baumstämme vorkamen, wodurch die in Aussicht genommene Fundirungsmethode ganz unmöglich wurde. Cubitt und der ausführende Ingenieur Hughes entschlossen sich nun im Jahre 1851, das von Triger erfundene Verfahren anzuwenden. Sie stellten auf die bereits vorhandenen Röhren 2 kleine Luftschleusen, die etwa 0,46^{qm} Grundfläche hatten; zwischen beiden war ein Krahn angebracht, der die mit Erde gefüllten Kübel aus der Tiefe hob und sie in eine der beiden Luftschleusen stellte. Sollte nun ein unten gefüllter Kübel oben entleert werden, so öffnete man einen Hahn, der die Verbindung der Röhre mit der Schleuse herstellte, so dass die letztere sich mit comprimirter Luft füllte, worauf man die Verbindungsklappe öffnen und den Kübel durch den Krahn in die Schleuse bringen konnte; dann löste man die Kette, woran der Kübel hing, schob sie mit dem Krahn zugleich zurück und schloss die Verbindungsthür. Alsdann wurde ein Ventil geöffnet, durch welches die gepresste Luft aus der Schleuse ins Freie entwich, so dass nun die obere Klappe durch ihr Gewicht sich öffnete und der gefüllte Kübel mittelst einer zweiten Winde durch jene Oeffnung ausgehoben und entleert werden konnte. Nunmehr wurde der Kübel gleich wieder in die Luftschleuse gebracht, die Schleuse gegen die äussere Luft geschlossen, darauf mit comprimirter Luft von der Röhre aus gefüllt und nun wieder die Verbindungsthür geöffnet, um den Kübel bis auf den Grund der Röhre hinabzulassen. In ganz derselben Weise konnten auch die Arbeiter ein- und ausgehen *(Förster's Bauzeitung 1858, S. 190)*.

Da die zusammengepresste Luft einen erheblichen Druck gegen den oberen Abschluss der Röhre ausübte und dieselbe zu heben suchte, so konnte sie durch ihr geringes Eigengewicht nicht in den Boden eindringen, sondern sie musste durch 2 darüber gelegte Balken, an denen 2 grosse Steinkasten hingen, künstlich belastet werden. Zuweilen ereignete es sich, dass die comprimirte Luft das in der Röhre angesammelte Wasser nicht durch den sehr festen Grund zurück drängen konnte; es wurde dann ein Heber angebracht, dessen langer Schenkel bis zur Sohle in der zu senkenden Röhre hinabreichte, während der kürzere Schenkel in das äussere Wasser tauchte. Die gespannte Luft in der Röhre trieb nun das Wasser sehr schnell durch den Heber hinaus, und man musste sogleich das Ventil des Hebers schliessen, wenn derselbe kein Wasser mehr fassen konnte, weil sonst die comprimirte Luft durch den Heber entwich, was eine rasch eintretende Luftverdünnung und dadurch bewirkte Temperatur-Erniedrigung in der Röhre zur Folge hatte. Hierdurch bildete sich aber plötzlich im Innern der Röhre ein so intensiver Nebel, dass trotz der brennenden Lampen völlige Finsterniss entstand.

Das bei der **Medwaybrücke** angewendete „pneumatische" Pressionsverfahren wurde auch gleichzeitig bei der 1850—52 von dem engl. Ingenieur Brunel erbauten **Weyebrücke** bei Schepstow benutzt. Die Pfeiler dieser Brücke bestehen aus gusseisernen Röhren von ca. 2^{cm} Wandstärke, oben 1,83^{m}, unten 2,44^{m} Durchmesser, aus Stücken von 2,75^{m} Länge zusammengesetzt.

Der deutsche Ingenieur Gustav Pfannmüller veröffentlichte 1850 ein Project zu einer Brücke über den Rhein bei Mainz *(Verlag von V. v. Zabern, Mainz 1850)*, für deren Fundirung er das pneumatische Verfahren in Verbindung mit eisernen Caissons anwenden wollte.

In den Jahren 1853—56 erbaute der engl. Ingenieur Brunel die **Tamarbrücke** bei Saltash, die 19 Oeffnungen hat, davon zwei mit je 135,7^{m} Weite zwischen den Pfeilermitten. Die ganze Länge der für 1 Gleis bestimmten Brücke beträgt ca. 683^{m}.

Der Mittelpfeiler der beiden Hauptöffnungen ist auf zerklüftetem Felsen gegründet, worüber etwa 6^m Schlamm und Kies und darüber noch ca. 21^m Wasser standen. Ein Blechcylinder von etwa 30^m Höhe und 11,28^m Durchmesser wurde bis auf den Felsen gesenkt, unten abgedichtet und dann ein Granitpfeiler von 10,4^m Durchmesser darin aufgemauert. Auf diesem stehen 4 Stück gusseiserne Säulen von je 3^m Durchmesser und 27,4^m Höhe, die etwa 3^m von Mitte zu Mitte entfernt stehen. Diese Säulen sind solide mit einander verbunden und aus 1,8^m hohen Stücken mit 5^{cm} Wandstärke hergestellt, inwendig durch Flanschen und Rippen verstärkt. Auf diesen Säulen steht endlich ein gusseiserner Pfeiler in Form eines sich wenig verjüngenden Prismas, auf welchem die Enden der Träger aufruhen. Bei dieser Fundirung waren noch enorme Schwierigkeiten zu überwinden.

Fig. 489.

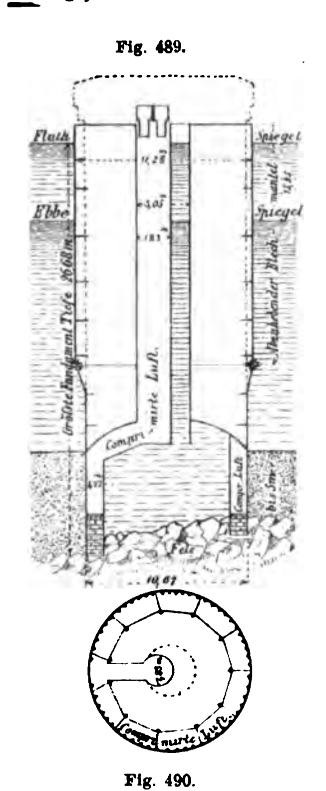


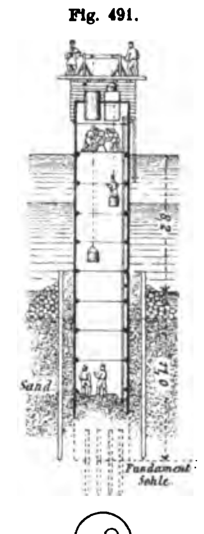
Fig. 490.

Die Ausführung dieser Fundirung ist in Fig. 489 im Verticalschnitte und in Fig. 490 Horizontalschnitte dargestellt. In ca. 6^m Höhe über dem tiefsten Punkte war der Arbeitsraum durch einen bombirten Deckel von dem oberen Cylindertheil abgeschlossen und der untere Theil hatte in 1,22^m Abstand doppelte Wände, wobei der ringförmige Raum durch 11 radiale Scheidewände ausgesteift war; derselbe stand durch einen 1,83^m weiten Schacht mit den Luftschleusen in Verbindung, während ein anderer oben offener, 3,05^m weiter Schacht den ersteren excentrisch umschloss und von dem mittlern Theil des untern Arbeitsraumes in's Freie führte. Der 294^t schwere Blechcylinder war am Ufer zusammengebaut, bei Fluth schwimmend zur Baustelle geschleppt, durch Wassereinströmung beschwert und senkrecht gestellt und sodann zwischen Fahrzeugen bis auf den Felsen gesenkt. Die Unterkante des Cylinders entsprach der geneigten Oberfläche des Felsbodens, deren Form durch Bohrungen ermittelt worden war. Als nun der Cylinder auf dem Felsen stand, liess man in den untern ringförmigen Theil des Arbeitsraumes gepresste Luft einströmen, wodurch das Wasser verdrängt wurde. Nachdem dann der Schlick aus diesem Ringe ausgehoben war, hat man denselben ca. 2^m hoch ausgemauert, wodurch man für den mittleren Arbeitsraum einen wasserdichten Abschluss erhielt. Aus diesem pumpte man dann das Wasser aus, entfernte den Schlick vom Felsen und mauerte den untern Theil des Granitpfeilers auf, sodann beseitigte man die bombirte Decke im Mittelraume und führte den Pfeiler bis über Wasser empor. Hierauf wurde ein 15,25^m hoher Theil des äusseren eisernen Cylinders abgenommen und für andere Zwecke wiedergewonnen. Die hier durchgeführte Anordnung gewährte den grossen Vortheil, dass die comprimirte Luft nur einen kleinen Theil des Versenkungskörpers auszufüllen brauchte.

In Frankreich wurden auch die Brücken bei Lyon, Moulins und Maçon pneumatisch fundirt. Der französische Ingenieur Cézanne erbaute im Jahre 1857 die Theissbrücke bei Szegedin in Ungarn und 1859 die Niemenbrücke bei Kowno in Russland. Die **Theissbrücke** *(Annales des ponts et chaussées 1859, I., S. 234; — Zeitschr. für Bauwesen 1861)* ist eine schmiedeeiserne Bogenbrücke mit 8 Oeff-

nungen von je 41^m Lichtweite und die 7 Strompfeiler bestehen aus je 2 gusseisernen Röhren von 3^m Durchmesser mit 3^{cm} Wandstärke, welche bis 12^m unter den gewöhnlichen Sommerwasserstand hinabgeführt werden mussten. Man setzte die 1,8^m langen Rohrstücke am Lande zusammen, so dass die Röhre die Hälfte ihrer ganzen Länge erhielt, flösste diesen Theil auf den richtigen Standort und stellte die Röhre, von festen Rüstungen aus gehoben, auf den Grund, worin sie gleich etwa 1^m tief einsank; durch künstliche Belastung drückte man sie dann noch so tief wie es angehen wollte hinab und setzte hierauf nach Fig. 491 und 492 die Luftschleusen ein. Nachdem die Luftpumpen in Thätigkeit gesetzt waren, liess sich die eingedrungene Bodenmasse durch die Luftschleuse ausheben. Hierbei konnte man aber die künstliche Belastung nicht entbehren, weil die Röhre nach dem Zurücktreiben des Wassers leichter war, als das daraus verdrängte Wasser. Die beabsichtigte Senkung trat aber auch durch die aufgebrachte fremde Belastung nur in geringem Grade oder gar nicht ein. Man liess dann die Arbeiter austreten und setzte den innern Raum der Röhre wieder mit der äussern Luft in Verbindung, wodurch das Wasser rapid in die Röhre eindrang und den Boden unter derselben auflockerte, so dass nun die Röhre vermöge ihres ganzen Gewichtes ruckweise tiefer sank. Diese heftigen Stösse konnten aber gefährlich werden und bedrohten auch mehrmals die Rüstung, worin die Röhre geführt wurde. Gegenwärtig würde man solche Röhren als offene Senkbrunnen mit Greifbagger viel bequemer und billiger senken.

Fig. 491.



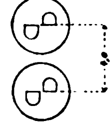
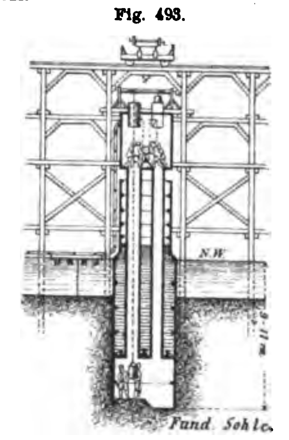


Fig. 492.

Aus ähnlichen gusseisernen Röhren, nach Fig. 493 und 494, bestehen auch die Pfeiler der **Niemenbrücke** bei Kowno *(Zeitschr. für Bauwesen 1863, S. 371)*. Doch ist hier im untern Theil der Röhren durch eine feste Decke eine niedrige Luftkammer gebildet, von der 2 Förderschächte nach der oben befindlichen Glocke mit den Luftschleusen geführt sind. Der innere Raum zwischen der Röhrenwand und den Schächten wurde mit Wasser gefüllt, welches die Belastung bildete. Die Hebung des Bodens wurde in Kübeln bewirkt, von denen gleichzeitig einer hochgewunden wurde, während der andere nieder ging. Das Aufsetzen der gusseisernen Röhrentrommeln und der Förderschachtstücke, das Versetzen der Glocke mit den Luftschleusen und die Geradeführung beim Senken wurde von einer festen Rüstung aus bewirkt. Nachdem die Senkung der Röhren vollendet war, füllte man zunächst den Arbeitsraum mit Beton, wodurch eine dem unteren Wasserandrang hinreichend widerstehende Schicht hergestellt war; nun konnte das belastende Wasser aus der Röhre ausgepumpt und die Decke der unteren Luftkammer weggenommen werden, worauf man die ganze Röhre mit Beton ausfüllte.

Fig. 493.



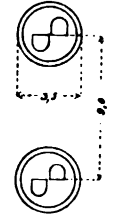


Fig 494.

Eine wesentliche Verbesserung der bisherigen Senkmethode erfolgte dadurch, dass man statt des Gusseisens gewalzte Bleche anwendete und daraus Kasten herstellte, welche das ganze Pfeilerfundament umfassten. Diese Kasten oder **Caissons** bilden die Arbeitskammern und sind mit

horizontalen Decken versehen, worauf die Uebermauerung während des Versenkens über Wasser aufgeführt werden kann. Durch das Fundamentmauerwerk über dem Kasten entsteht aber eine so grosse Belastung, dass der Kasten in dem Grade tiefer eindringt, wie der Erdboden in der mit comprimirter Luft gefüllten Arbeitskammer ausgehoben wird und dadurch der allmälige Niedergang der ganzen Construction bis auf den festen Baugrund erfolgt. Die erste derartige Ausführung geschah im Jahre 1859 beim Bau der **Rheinbrücke** zwischen Strassburg und Kehl durch den berühmten Bauunternehmer Castor, in Verbindung mit den Ingenieuren Vuignier und Fleur-Saint-Denis. Die 225^{m} lange Brücke hat 3 Mittelöffnungen von je 56^{m} Weite und eine Oeffnung an jedem Ufer, über welche Drehbrücken führen. Das Strombett bestand bis zu grosser Tiefe aus Kies, der von der reissenden Strömung fortwährend in Bewegung gehalten wurde, so dass hohe Bänke mit grossen Tiefen wechselten und nach Ablauf des oft eintretenden Hochwassers Tiefen von 6 bis 10^{m} da entstanden waren, wo kurz vorher Kiesbänke über Wasser lagen. Diese Verhältnisse erforderten eine tiefe Fundirung der Pfeiler und man entschloss sich daher mit derselben bis 20^{m} unter Niedrigwasser hinabzugehen. Die beiden äussern Pfeiler sollten Fundamente von ca. 24^{m} Länge und 7^{m} Breite erhalten, wonach man dem **Luftkasten** die in Fig. 495 dargestellte Grundrissform gab. Man wagte indess noch nicht, den über 3^{m} hohen Kasten von diesen Dimensionen im Zusammenhange zu versenken, sondern man theilte ihn in 4 **getrennte** Kasten. Jeder derselben war mit 2 Einsteigeschächten *a*, sowie mit einem besondern Brunnen *b* für den Bagger versehen. Beim Fundiren des ersten Pfeilers verband man die einzelnen Kasten durch einige Schraubenbolzen, die man später herausziehen wollte, um die Kasten einzeln zu senken; hierzu fand man aber keine Veranlassung, wesshalb man bei den folgenden Pfeilern die 4 Kasten jedesmal solide mit einander verband. Die **Luftkasten** waren in der Weise construirt, dass Träger aus 12^{mm} starkem Eisenblech sich nach beiden Richtungen unter der Decke hinzogen, an denen sich gleich starke seitliche Consolen anschlossen, welche zur Absteifung der Seitenwände dienten. Die Decke selbst bestand aus 12^{mm}, die Seitenwände aus 8^{mm} starkem Eisenblech.

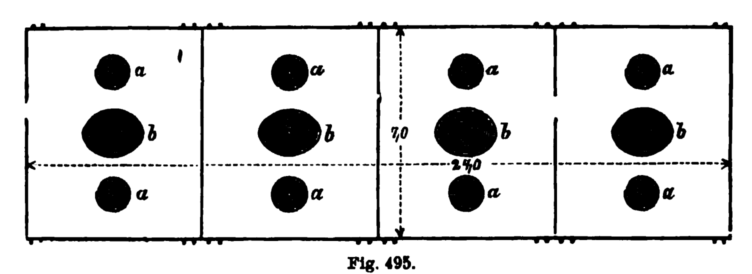


Fig. 495.

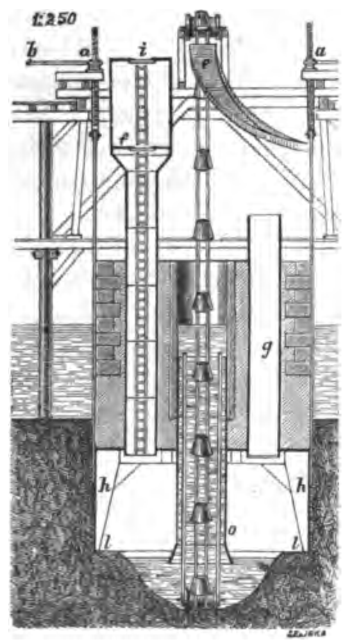


Fig. 496.

In Fig. 496 ist ein Querschnitt durch den Luftkasten und die Aufmauerung dargestellt, woraus die Anordnung der rings um jeden Pfeiler erbauten hohen Rüstung ersichtlich wird. Diese Rüstung hat 2 über einander befindliche Fussböden, von denen der eine etwa 2,8^{m}, der andere 8,5^{m} über dem mittleren Wasserstande lag. Eine über dem Pfeiler ausgeführte Bedachung gestattete, dass die Fundirung ohne Störung durch Witterungs-

verhältnisse fortgesetzt werden konnte. Der obere Boden trug an beiden Seiten des Pfeilers starke Schienen, auf denen sich ein starker Laufkrahn bewegte, der untere Boden aber hatte eine Oeffnung, durch welche der Luftkasten hindurchging. Nachdem diese Oeffnung mit Balken zugelegt war, konnten die 4 Kasten hier zusammengenietet und dann mit einander verbunden werden. Nunmehr wurde der zusammengesetzte Kasten an 16 Stück Schrauben *a* nach Fig. 496 aufgehängt, dann hob man denselben etwas mittelst dieser Schrauben und zog die Balken von der Bodenöffnung weg, so dass man den ganzen Kasten hierauf durch die Oeffnung hinablassen konnte. In jeder Kastenabtheilung befanden sich nach Fig. 496 drei Oeffnungen, wovon die mittlere den **Förderschacht** bildete, in dem die Baggermaschine hing, die unmittelbar von der Sohle des Bettes das Material löste und es ohne Vermittelung einer Luftschleuse so hoch hob, dass es über die Schüttrinne *e* von selbst in die zur Abfuhr bestimmten Fahrzeuge stürzte. Diese Anordnung wurde durch das eiserne Rohr *o* ermöglicht, worin das Wasser durch die comprimirte Luft in gleicher Höhe mit dem äussern Wasserstande gehalten wurde. Rings um die Röhre *o* war die Luft in angemessener Weise zusammengepresst und die bei *l* stehenden Arbeiter stürzten den gelösten Boden in die Vertiefung unter der Röhre, von wo der Bagger ihn weiter förderte; den luftdichten Schluss bildete das Wasser in der untern Mündung der Röhre *o*. Die Consolen *h* im Luftkasten dienten zur Versteifung der Decke und der Seitenwände des Caissons. Die beiden seitlichen **Einsteige- oder Fahrschächte** *f* und *g*, Fig. 496, waren cylindrische Röhren von 1^{m} Weite; sie wurden nicht gleichzeitig gebraucht, sondern man musste desshalb 2 Schächte anordnen, damit keine Unterbrechung entstand, wenn beim tiefern Einsenken die weitere Erhöhung eines Schachtes nothwendig wurde. Jeder Schacht war unten mit einem Ansatze versehen, gegen welchen eine Klappe sich luftdicht anschloss, die jedoch nur in dem Schachte *g* geschlossen war, wo man die Luftschleuse behufs Verlängerung des Schachtes abgehoben hatte, während in dem andern Schachte der dichte Schluss in der Luftschleuse bei *f* stattfand. Diese Klappen wurden, solange ein starker Ueberdruck im Innern des Caissons vorhanden war, durch die Spannung der Luft geschlossen gehalten. An der Schachtwandung waren eiserne Leitern angenietet, welche sich auch durch die Luftschleuse fortsetzten.

Die **Luftschleusen** *f*, Fig. 496, hatten 2^{m} Weite und 2,5^{m} Höhe zwischen den beiden Böden, in denen sich die durch starke Klappen luftdicht geschlossenen Einsteigeöffnungen *i* und *f* befinden. Zum Anheben und sanften Herablassen der Klappen waren besondere Winden in der Schleuse angebracht, wie auch Hähne vorhanden waren, durch welche die Schleuse sowohl mit der äussern Atmosphäre, wie mit der gespannten Luft im Schacht in Verbindung gebracht werden konnte. Die Luftzuführung fand dicht unter dem Schleusenboden *f* statt und es waren zu diesem Zwecke sehr kräftige Luftpumpen vorhanden, welche, auf besondern Fahrzeugen aufgestellt, durch Dampfmaschinen in Bewegung gesetzt wurden. Um sicher zu gehen, hatte man noch eine Hülfsmaschine angeschafft, mit einer Dampfmaschine von 25 Pferdekräften; bei dieser lag der Cylinder in einem Wasserkasten mit beständigem Ab- und Zufluss, um die Luft, welche ihre Temperatur bei der Compression ziemlich stark erhöhte, wieder etwas abzukühlen, damit der Aufenthalt im Caisson erträglicher wurde. Stündlich wurden etwa 400^{cbm} atmosphärische Luft in den Kasten gepumpt, welches Quantum sich jedoch bei zunehmender Tiefe nach dem Mariotte'schen Gesetze bis auf den dritten Theil verminderte. Für einen der beiden mittleren Pfeiler, welche wegen ihrer geringeren Länge nur je aus 3 Kasten bestanden, genügte die Reservemaschine allein, den Kasten bis 8,5^{m} unter Wasser zu senken.

Wie erwähnt, war der Caisson an den **Schrauben** *a*, Fig., 496 aufgehängt, und zwar traten über den obern Boden des Gerüstes, durch kräftige Verstrebungen unterstützt, an jedem Ende eines einzelnen Kastens 3 quadratische eichene Balken von 25^{cm} Stärke vor, worauf 2 gusseiserne Scheiben lagen, so dass zwischen je 3 Balken 2 Schrauben hindurchgehen. Die Anordnung der Schrauben ist aus dem Grundrisse Fig. 495 ersichtlich, es mussten nämlich immer 2 Schrauben dicht neben einander angebracht werden, damit, wenn eine Schraube bis an ihr Ende herabgeschraubt war, man schon die andere vorgerichtet hatte, woran der Kasten nun so lange hing, bis die erstere zurückgeschraubt und das Gestänge verlängert war; das letztere konnte man aus einzelnen 2^{m} langen Theilen nach Fig. 497 zusammensetzen und durch die Bolzen *c* und *d* verbinden. Die 2,5^{m} langen Schrauben von 8^{cm} Durchmesser hatten Muttern aus Rothguss, die unten convex abgedreht waren und in entsprechenden gusseisernen Lagerplatten ruhten, worin sie sich nach der Richtung des Zuges einstellen konnten. Um nun die sämmtlichen 16 Muttern gleichmässig zu umdrehen, hatte man dieselben sperrradartig mit Zähnen versehen, in welche Sperrkegel eingriffen, die an den ca. 2^{m} langen Hebeln *b* befestigt sind, an jeder Seite des Pfeilers waren diese 8 Hebel *b* mittelst einer Eisenstange unter sich verbunden, so dass durch Anziehen der Stange alle Muttern gleichmässig umdreht wurden, der Caisson sich also an einer Seite gleich tief senken musste. Da aber auf der andern Seite die Hebelbewegung nach demselben Zurufe erfolgte, so musste eine ganz gleichmässige Senkung des Kastens stattfinden.

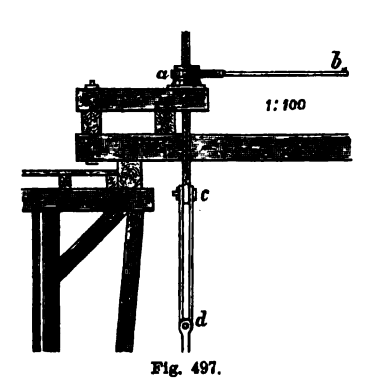


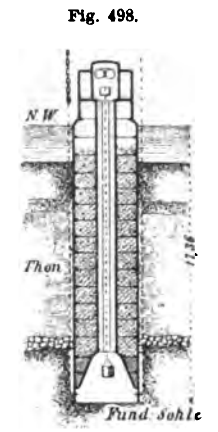
Fig. 497.

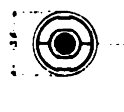
Als die mit einander verbundenen Kasten über Wasser schwebten, hatten sie ein Gewicht von 145^{t}, sie wurden aber beim Eintauchen wesentlich leichter, da man alsdann die Luftpumpen in Thätigkeit setzte, um das Wasser aus dem Kasten zu verdrängen und dadurch den Auftrieb zu vergrössern. Beim ersten Pfeiler liess man die **Uebermauerung** erst in einer gewissen Höhe über dem Kasten beginnen und brachte nach Fig. 496 eine Betonschüttung über den Caisson, die von hölzernen Wänden umschlossen war; man fand indess bald diese Vorsicht unnöthig und stellte das Mauerwerk unmittelbar auf den Luftkasten, wobei die Seitenflächen allmälig etwas eingezogen wurden, wodurch sich das Senken merklich erleichterte. Das Mauerwerk bestand im Aeussern aus roh bearbeiteten Werkstücken, im Innern aus Bruchsteinen. Zum Betriebe von je 2 Baggermaschinen diente eine Dampfmaschine von 12 Pferdekräften. Jeder Baggereimer fasste ca. 50 Liter und dieselben sind ungefähr 2,5^{m} von einander entfernt; da nun die Geschwindigkeit der Kette ca. 12^{cm} betrug, so hätten die 4 Bagger in der Stunde etwa 45^{cbm} heben müssen, sie lieferten aber nur etwa 14^{cbm}. Die Bagger mit verticalen Leitern müssen immer so eingerichtet sein, dass vor der Entleerung jedes Eimers die Rinne, durch welche der Kies in die Fahrzeuge rutscht, bis unter den Eimer verlängert wird; dies wurde hier durch einen zu diesem Zwecke angestellten Arbeiter bewirkt, während es bei den gegenwärtigen Baggern selbstthätig geschieht. Um die untern Trommeln der Bagger nach beendigter Senkung eines Pfeilers ausheben zu können, waren dieselben in Rahmen befestigt, die nur in Ketten hingen und in gewissen Führungen im Schachte gehalten wurden, worin sie sich heben und senken liessen.

Nachdem der Caisson den Grund erreicht hatte, der durch Baggern vorher

einigermassen horizontal hergestellt war, und die comprimirte Luft das Wasser zurückgedrängt hatte, stiegen in jeden einzelnen Kasten 4 kräftige Arbeiter, die den Boden möglichst gleichmässig abstachen und ihn unter den Baggerschacht warfen. Die gespannte Luft verursachte bis zu 10^{m} Tiefe keine merklichen Beschwerden, bei grösserer Tiefe aber traten solche auf, doch zeigte sich auch bei 3 Atmosphären Pressung bei den Arbeitern keine nachhaltige Störung der Gesundheit. Zur Versenkung des ersten Pfeilers waren 85 Tage erforderlich, den zweiten versenkte man schon in 34 Tagen, während der dritte in 26 und der vierte in 22 Tagen hinabgebracht wurde. Im Sandboden sank der Pfeiler pro Stunde bis 10^{cm} tief, bei der grössten Tiefe aber nur noch $2{,}5^{cm}$ und im Durchschnitt nicht ganz 8^{cm}, namentlich war das Eindringen bei grobem Kies geringer. Die ganze Sand- und Kiesmasse, welche ausgehoben wurde, hatte ungefähr das $1^1/_2$ fache Volumen von dem des Caissons und des Pfeilers. Ein Pfeiler der 2 gleisigen Brücke hatte bis zum Niedrigwasser 2600^{cbm} Inhalt und kostete 531 700 ℳ.; der ganze Pfeiler kostete 634000 ℳ. *(Zeitschr. für Bauwesen 1860, S. 182 und Castor's Werk: „Travaux de navigation et de chemin de fer," Paris 1861).*

Fig. 498.





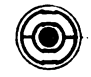
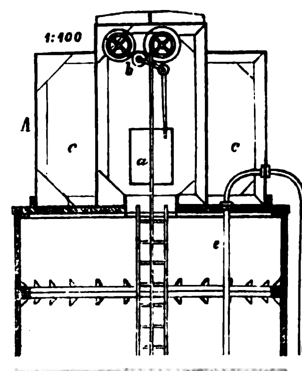


Fig. 499.

Als Castor im Jahre 1861—63 die **Seinebrücke** zu Argenteuil in der Bahnlinie von Paris nach Dieppe baute, wählte er ein anderes Verfahren, welches er bei grösserer Billigkeit für einfacher und sicherer in der Ausführung hielt. Er stellte nämlich wieder die Brückenpfeiler nach Fig. 498 und 499 auf je 2 Säulen von $3{,}6^{m}$ Durchmesser, die über Wasser mit einander verbunden wurden. Jede Säule bestand aus gusseisernen Ringen von 1^{m} Höhe, welche nach Fig. 500 durch innere Flanschen zusammengeschraubt sind. Die durch angegossene schräge Rippen verstärkten Flanschen waren an ihrer Arbeitsfläche mit flachen Rillen versehen, worin Gummiringe eingelegt, die dann mittelst je 40 Schraubenbolzen dicht geschraubt wurden. Bis zum Sommerwasserstande hatten die Säulenringe $3{,}6^{m}$, von da an waren sie bis auf $3{,}2^{m}$ zusammengezogen und betrug ihre Wandstärke 4 bis 5^{cm}, je nachdem sie mehr oder weniger zufälligen Stössen ausgesetzt waren *(Oppermann's nouvelles annales de la construction, Januar 1864).* Der untere nach Fig. 500 mit einer Schneide versehene Ring hat alle übrigen Ringe zu tragen und ausserdem noch eine aus Stäben zusammengesetzte Kuppel aufzunehmen, die man „Crinoline" nannte. Die Stäbe derselben werden in ihrer halben Höhe von einem Ringe unterstützt, gegen den sich auch die unteren kurzen Stäbe lehnen. Hinten sind die Stäbe mit bearbeiteten Werkstücken ummauert, und das Ganze ist mit Beton hinterfüllt. Der Einsteigeschacht war $1{,}1^{m}$ weit, er war nur aus hölzernen Stäben gebildet, die sich wie bei einem Fasse an einander lehnen und im Innern durch eiserne Ringe zusammengehalten wurden. Der Raum zwischen dem Schacht und der äussern Röhre ist gleich beim Senken mit Beton ausgefüllt.



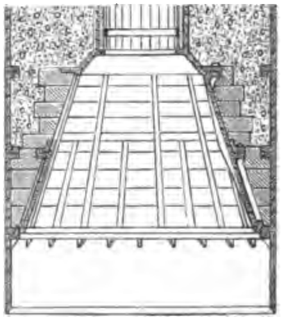


Fig. 500.

Die **Luftschleuse** *A* bestand aus 2 concentrischen Blechcylindern von 1,4^m resp. 3,3^m Durchmesser, von denen der innere Cylinder, der in offener Verbindung mit dem Schachte stand, eine Höhe von 2,4^m hatte, während der äussere 0,3^m niedriger war. Der ringförmige Raum zwischen beiden Cylindern war in der Richtung des Durchmessers durch die Wände *c* in 2 Theile getheilt, wovon jeder Theil für sich eine Luftschleuse darstellte, die man durch 2 Hähne mit der comprimirten Luft des Schachtes und mit der äussern Atmosphäre in Verbindung bringen konnte. Als Zugänge zu den Schleusen sind Thüren *a* von 65^{cm} Höhe und 47^{cm} Breite in den Seitenwänden angebracht, welche dadurch den luftdichten Schluss erhielten, dass man die starken eisernen Zargen mit einem Gummibande belegte. Um das Erdmaterial von der Sohle des Luftkastens bis zur Schleuse zu heben, wo es in grösserer Menge angesammelt und auf einmal durchgeschleust wurde, ist eine Windevorrichtung *b* über dem Schachte angebracht. Zum Betriebe derselben war eine kleine Dampfmaschine von 1 Pferdekraft auf die Decke des äussern Cylinders der Schleusen gelegt, die ihren Dampf durch einen Schlauch von der Maschine erhielt, welche die Luftpumpen trieb. Die Schwungradaxe der Maschine übertrug die Bewegung mit $^1/_5$ ihrer Geschwindigkeit auf eine andere Welle, die durch eine Stopfbüchse in den Schacht geführt war. Die auf dieser Welle sitzende Riemscheibe treibt bei *b* die Riemscheibe der Winde, welche die gefüllten Kübel hebt; doch ist der Riemen so schlaff auf die Scheiben gelegt, dass er die Welle der Winde erst dann umdrehen kann, wenn er mittelst Handhabe durch die bei *b* gezeichnete Druckrolle gespannt wird. Der stets dem vollen Luftdrucke ausgesetzte mittlere Cylinder in der Luftschleuse hatte an der Decke ein Manometer und ein Sicherheitsventil; das letztere war derartig belastet, dass die Pressung der Luft nicht höher gesteigert werden konnte, als zum Verdrängen des Wassers nöthig war. Da die zu durchfahrenden Erdschichten grösstentheils aus blauem Thon mit Kies und Gerölle, in den untern Schichten aus Mergel bestanden, so konnte oft das sich am Boden sammelnde Wasser von dem Luftdrucke nicht zurückgedrängt werden; man benutzte dann den in Fig. 500 angedeuteten **Heber** *e*, dessen längerer Arm im Schachte aus einem Schlauch bestand. Wurde der Hahn am Ende des letzteren geöffnet, dann drückte die gespannte Luft das Wasser durch den Heber. Kam derselbe nicht gleich in Thätigkeit, so brauchte man nur das Schlauchende etwas aus dem Wasser herauszuheben, damit etwas comprimirte Luft eindringen konnte, und ihn dann wieder in das Wasser zu senken.

Das Gerüst war ähnlich wie bei der Kehler Brücke construirt und war der Cylinder an 4 Schrauben aufgehängt. Der obere Gerüstboden trug die Eisenbahn mit dem darauf verschiebbaren Laufkrahn. Nachdem 2 starke Balken über die Oeffnung im untern Gerüstboden gelegt waren, stellte man darauf die 3 ersten Ringe zusammen und führte die Ausmauerung und Betonfüllung aus, dann hob man diesen zusammengesetzten Theil mittelst der Hängeschrauben etwas, zog die Balken von der Oeffnung weg und senkte nun den Cylinder, wobei seine Verlängerung vom untern Gerüstboden aus erfolgte. Die Luftschleuse wurde aufgesetzt, wenn der Cylinder die Sohle des Flussbettes erreicht hatte, die etwa 1,6^m unter Wasser lag, hierauf verdrängte man das Wasser durch die Luftcompression aus dem Luftkasten und liess die Arbeiter einsteigen. Die beiden Cylinder eines Pfeilers wurden immer gleichzeitig gesenkt, so dass man die Luftschleuse durch den Laufkrahn abwechselnd von der einen auf die andere Röhre stellte.

Zum Ausschachten stiegen je 5 Arbeiter in den mit gepresster Luft gefüllten Raum, diese wurden alle 4 Stunden abgelöst. Von den 5 Arbeitern standen 3 im

Luftkasten, die den Boden aufgruben und in den Kübel füllten, der ca. 15 Liter fasste. Im innern Cylinder der Luftschleuse stand der vierte Arbeiter, der auf den Zuruf der Gräber die Winde in Bewegung zu setzen, den Inhalt des Kübels in die Luftschleuse zu stürzen und den leeren Kübel wieder in den Schacht hinabzulassen hatte. Der fünfte Arbeiter musste in der Luftschleuse den geförderten Erdboden nach beiden Seiten werfen. Bei regelmässigem Fortgang der Arbeit wurde in 4 Arbeitsstunden eine Schleuse gefüllt, deren Inhalt ca. $4^1/_2{}^{cbm}$ betrug, doch wurden unter günstigen Umständen auch 6^{cbm} in dieser Zeit gefördert. War eine Schleuse gefüllt, so schloss man die innere Thür, liess die comprimirte Luft durch den Hahn aus dieser Schleuse entweichen und öffnete die äussere Thür, durch welche die Erde ausgeworfen wurde. Während dieser Zeit wurde in die andere Schleuse gefördert.

Nachdem beim Senken eine genügend tragfähige Erdschicht erreicht war, ebnete man den Boden im Innern des Luftkastens und breitete darüber eine ca. 25^{cm} starke Betonlage aus, diese überdeckte man mit einer ebenso starken Mörtellage aus reinem Portland-Cement, die recht dicht und fest gegen die Röhrenwandung gestrichen wurde; eine dritte Mörtelschicht füllte dann den Raum des untern Ringes bis zum obern Rande. Man hatte in diese 3 Schichten eine Anzahl eiserner Röhren von 5^{cm} Weite und 1^m Länge eingestellt, die unten und oben offen waren, durch welche also Wasser und Luft Durchgang fanden, falls die Pressung auf beiden Seiten verschieden gewesen wäre, damit das Wasser nicht durch den weichen Mörtel hindurchdrang. Nach genügender Erhärtung der Mörtellagen wurden die Röhren mit steifem Mörtel und darauf der ganze Kuppelraum mit Beton gefüllt. Hierauf konnte die Luftschleuse abgehoben und der Schacht ausgemauert werden.

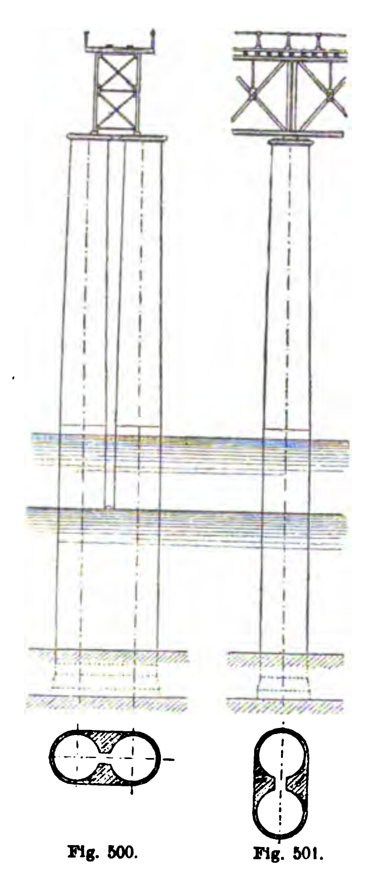
Die Beleuchtung des oberen Arbeitsraumes war hier durch Anbringung von 6 Glaslinsen in der oberen Decke bewirkt; diese Beleuchtungsart durch Sonnenlicht soll zuerst von dem Amerikaner General Smith eingeführt sein.

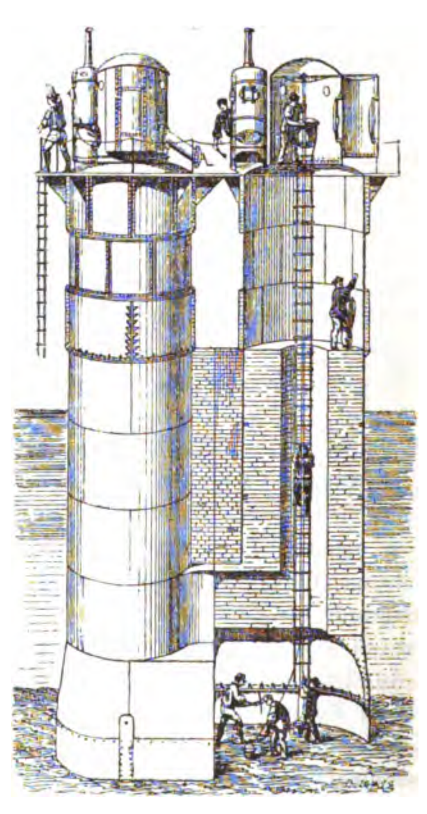
Mit geringen Abänderungen ist Castor's zweckmässiges Senkverfahren in neuerer Zeit häufig in Anwendung gekommen, doch wurden dann meistens statt des Gusseisens Blechverbindungen gewählt, was schon Castor als billiger und solider empfohlen hatte.

Die South-St.-Brücke über den **Schuylkill** in Philadelphia, die 2 Oeffnungen von $56{,}64^m$ Weite und eine Drehbrücke von $60{,}4^m$ Länge hat, wurde auf gusseisernen Säulen fundirt *(The Journal of the Franklin Institute 1872, S. 320 und Engineering 1877, Januar, S. 7).* Die Strompfeiler bestehen aus je 2 gusseisernen Röhren von $2{,}44^m$ Durchmesser, welche sich aus 7 Ringstücken von $3{,}05^m$ Länge und $3{,}2^{cm}$ Wandstärke mit innern Flanschen von 7^{cm} Breite und $4{,}4^{cm}$ Dicke zusammensetzen. Der Drehpfeiler besteht aus einer mittleren Säule von $1{,}83^m$ Durchmesser und 8 um ihn im Kreise stehende Säulen von $1{,}22^m$ Durchmesser, welche das Gleis der Drehbrücke unterstützen. Eine Hauptschwierigkeit bei Anlage der eisernen Pfeiler lag darin, dass der Felsgrund nur mit einer 1,5 bis 4^m mächtigen Materialschicht überdeckt war, während im Wasserstande Niveauänderungen von 2,14 bis $6{,}7^m$ vorkamen, wodurch rasche Aenderung des nöthigen Luftdruckes bedingt wurde. Eines von den Ringstücken der Röhrenpfeiler diente immer als Luftschleuse und war mit einer obern und untern Klappe versehen, die sich beide nach unten öffneten. Beim Aufsetzen neuer Röhrenstücke brauchte die Luftschleuse **nicht abgenommen** zu werden, da es nicht störte, dass dieselbe tiefer als die Wasserfläche zu liegen kam. Zum Versenken der Pfeiler diente eine zwischen 2 verankerten Fahrzeugen angeordnete Plattform. Die Röhren wurden zwischen starke, durch Schraubenbolzen gegen einander gespannte hölzerne Träger eingeklemmt; man hatte so ein bequemes Mittel, durch Nachlassen

oder Anziehen der Bolzen das Senken zu reguliren, wobei die Träger wie Bremsbacken wirkten. Das von Arbeitern ausgegrabene Material wurde in Säcken nach der Luftschleuse und von dieser ins Freie gefördert. Nach dem Heraussteigen der Arbeiter liess man stets die comprimirte Luft entweichen, damit das unten einströmende Wasser den Boden auflockerte und den Pfeiler zum Sinken brachte. Um das Senken zu beschleunigen, beschwerte man die auf den hölzernen Führungsbalken liegende Plattform mit Steinen bis zu 40 Tonnen Gewicht. Zur Luftcompression benutzte man Burleigh's Compressionsmaschine, welche die Luft zunächst nach einem 6,7^{m} langen, 0,61^{m} weiten Reservoirkessel presste, von wo die im Pfeiler befindlichen Arbeiter, falls an der Maschine eine Beschädigung vorkommen sollte, noch eine halbe Stunde lang versorgt werden konnten. Um die Röhrenpfeiler bei ihrer geringen Eindringungstiefe gegen Umstürzen zu sichern, verlegte man auf den geebneten Felsgrund im Innern der Pfeiler aus mehreren Theilen bestehende gusseiserne Fussplatten, die mit dem Felsen durch kräftige Steinschrauben und mit den Röhrenwandungen durch Schraubenbolzen verbunden wurden.

In ähnlicher Weise ist auch die **Missouribrücke** bei Leavenworth, Kansas, fundirt, die 2 Oeffnungen von je 119^{m} und eine von 95,8^{m} Weite hat *(Scientific American 1873, S. 167)*. Ebenso die Brücke über denselben Strom zu Omaha, deren Pfeiler aus je 2 eisernen Röhren bestehen, die auf eine Tiefe von 25,4^{m} versenkt sind.


Fig. 500. Fig. 501.


Fig. 502.

Um den eisernen Röhrenpfeilern bei sparsamer Verwendung des Eisens eine grössere Steifigkeit und Widerstandsfähigkeit zu geben, hat man sie mit Backsteinen

ausgefüttert. Diese Construction fand z. B. bei der **Taybrücke** in Schottland Anwendung. Dieser in den Jahren 1871 bis Ende 1877 ausgeführte Brückenbau ist höchst interessant. Die Brücke ist am 28. December 1879 bei einem heftigen Orkane eingestürzt, als eben ein Eisenbahnzug hinüberfuhr. Wie die Untersuchung ergeben hat, ist der Einsturz der Brücke durch die mangelhafte Construction der Pfeileraufbauten verursacht; die Fundirungen haben keine Mängel erkennen lassen.

Diese Brücke über den **Frith of Tay** hat eine Länge von 3145,8^m und ist für 1 Gleis ausgeführt; sie hat 85 Oeffnungen, von denen die 11 mittleren je 74,7^m Weite zwischen den Pfeilermitten haben. Die ersten 5 Oeffnungen liegen in einer Curve von 402^m Radius. Bauleitender Ingenieur war Thomas Bouch in Edinburg; Unternehmer G. de Bergue & Co. in London, nach dessen Tode der Vertrag auf Hopkins, Gilkes & Co. überging. Die Brücke musste bemasteten Seeschiffen die Durchfahrt gestatten, weshalb die Unterkante der eisernen Träger, nach Fig. 500 und 501, 25,4^m über Hochwasser liegt. Die grösste Wassertiefe betrug an der Baustelle 24^m und der Fluthwechsel 5,2^m.

Auf der Dundee-Seite bildete man die ersten Pfeiler aus 2 gusseisernen Röhren von je 1,83^m Durchmesser. An der Newport-Seite verwendete man, nachdem 2 Cylinder

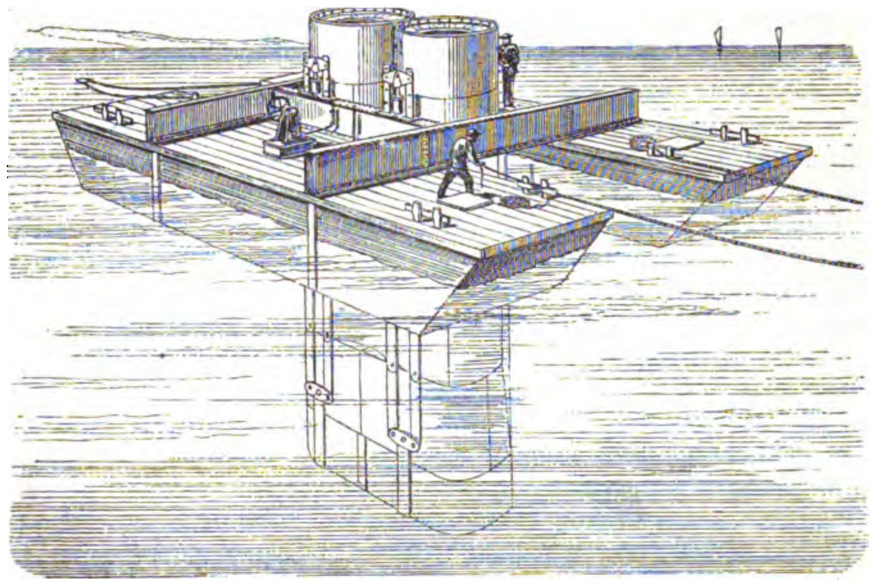


Fig. 503.

umgefallen waren und aufgegeben werden mussten, zusammenhängende Caissons mit abgerundeten Enden, von 6,8 bis 7,6^m Länge und 3,15 bis 4,6^m Breite. Auf jedem Caisson standen, nach Fig. 502, zwei gusseiserne Cylinder von 2,9^m Durchmesser mit 19^{mm} Wandstärke und 3,8^m Axenstand, die aus 1,22^m hohen Stücken zusammengesetzt waren. Jede dieser Trommeln bestand aus 4 Theilen von je $^1/_4$ des Cylinderumfanges. Jeder Cylinder hatte oben eine Luftschleuse von 2,4^m Höhe und daneben eine Dampfmaschine mit Compressionspumpe. Die Förderung des Bodens geschah in Eimern durch Handarbeit. Am 26. Aug. 1873 ereignete sich nun ein Unfall, wobei 4 im Pfeiler beschäftigte Arbeiter ertranken und 1 Arbeiter, der die Dampfmaschine bediente, durch den Umsturz des Kessels getödtet wurde. Die oberste, jedoch unter den Wasserspiegel hinabreichende Cylindertrommel war nämlich gesprungen und dadurch das

Unglück veranlasst, obgleich die Luftspannung im Cylinder nach Angabe des Manometers nur 1,0$^{kg}/_{qcm}$ betragen hatte; die Ursache des Sprunges konnte nicht aufgeklärt werden.

Später änderte man die Fundirungsmethode, indem man am Ufer einen schmiedeeisernen Cylinder von 9,45^{m} Durchmesser und 6,1^{m} Höhe montirte, diesen mit 35^{cm} starkem Ziegelmauerwerk ausfütterte und durch provisorische Verbindung mit einem andern Blechcylinder auf 12,2^{m} Höhe brachte. Das Ganze, im Gewichte von 200^{t}, wurde bei eintretender Fluth mittelst Prahmen abgehoben und an Ort und Stelle geführt. Beim Eintreten der Ebbe senkte sich dann der Cylinder bis auf den Grund, wo er mit einem Steinwurfe umgeben und darauf mittelst Luftdruck weiter versenkt wurde. Meist genügte die Anwendung von Sandpumpen, um die Versenkung des Cylinders bis auf 5,5^{m} unter die Flusssohle durchzuführen. Man hatte aber auch noch Reeve's pneumatischen Excavator in Gebrauch, der ein rasches Senken der Pfeiler gestattete. Auf einem Schiffe befanden sich nämlich 4 cylindrische Receptoren aus Blech von 1,5^{m} Durchmesser, mit den nöthigen Maschinen, um sie luftleer zu pumpen. Jeder Receptor hatte am Boden eine zur Entleerung dienende Klappe und stand oben durch abzweigende Rohre mit 2 beweglichen Schläuchen in Verbindung, die von Tauchern im Innern des Pfeilers bis auf den Boden hinabgeführt wurden. Nachdem nun die Hähne der Receptoren geöffnet waren, füllten sich die letzteren in einer Minute mit Schlamm und Wasser.

War der 9,45^{m} weite Cylinder genügend gesenkt und mit Beton ausgefüllt, so wurde der obere Cylinder abgenommen und wieder ans Ufer geschafft. In dieser Weise hatte man das Fundament gebildet, auf welches ein ebenfalls am Ufer aufgeführter 8,2^{m} langer, 4,9^{m} dicker Ziegelpfeiler von 6 eckiger Grundrissform aufgestellt wurde. Dieser Pfeiler konnte dann durch 4 Quaderschichten von 1,5^{m} Höhe in der Zeit zwischen Ebbe und Fluth bis auf 1,5^{m} über Hochwasser erhöht werden. Der übrige Theil der Pfeiler wurde endlich aus 6 gusseisernen Säulen von 38 bis 46^{cm} Durchmesser gebildet, die in den Mittelfeldern 24^{m} Höhe hatten und aus einzelnen Theilen zusammengesetzt waren; diese Säulen sind für den Einsturz der Brücke so verhängnissvoll geworden.

Die am Ufer montirten Träger wurden zur Fluthzeit auf 2 Prahmen über die zugehörige Oeffnung gefahren und auf die Steinpfeiler abgelagert; sie wurden dann durch hydraulische Winden gleichzeitig mit der stückweisen Erhöhung der Pfeiler gehoben. Für eine grosse Oeffnung hatte der Ueberbau 180^{t} Gewicht. Das Material der Brücke besteht aus 3600^{t} Walzeisen, 2600^{t} Gusseisen, 27 000^{cbm} Ziegelmauerwerk und 2500^{cbm} Holz. Baukosten 4,4 Millionen *ℳ*. *(The Engineer 1873 u. 1874; ferner Engineering 1875, II., S. 289; 1876, II., S. 164).*

Beim Bau der Brücken über die **Oder** und **Parnitz** bei Stettin im Jahre 1866 beschränkte Stein die bei Luftdruck-Gründungen bisher angewandte Eisenconstruction des Caissons, indem er nur den Schling für das ringförmige Pfeilermauerwerk aus Walzeisen herstellte. Statt des bis dahin üblichen gusseisernen Mantels ist nur Mauerwerk angewendet, was sich vollständig luftdicht erwiesen hat *(Deutsche Bauzeitung 1867, S. 151 und 161).* Die **Parnitzbrücke** besteht aus 2 durch eine Drehbrücke schliessbaren Oeffnungen von je 12,56^{m} Lichtweite und aus 2 Oeffnungen von 37,68^{m}. Der Drehpfeiler und die beiden Auflagerpfeiler sind pneumatisch gesenkt. Die letzteren bestehen nach Fig. 473 aus je 2 Brunnen von 5,65^{m} Durchmesser, 8,08^{m} von Mitte zu Mitte entfernt, die gleichmässig gesenkt und über Mittelwasser durch ein flaches verankertes Gewölbe von 3,22^{m} Spannweite mit einander verbunden wurden,

über Wasser eine Länge von 11,85ᵐ und eine Breite von 3,77ᵐ mit abgerundeten Vorköpfen hatten. Der Drehpfeiler ist unten 8,16ᵐ, oben 7,85ᵐ stark. Die Fundirung war bei allen 3 Pfeilern gleich und reichte bis 12,1ᵐ unter Wasser. Das Gerüst für den Drehpfeiler, der an 32 paarweise angeordneten Ketten hängend gesenkt werden sollte, bestand nach Fig. 504 zunächst aus einem System von 16 Pfählen, welche in einem Abstande von 94ᶜᵐ von dem künftigen Pfeiler, rings um die Versenkungsstelle gruppirt waren. Sie hatten die Last, mittelst der Streben *a* aufzunehmen, welche auf den über je 4 Pfähle reichenden Schwellen *c* ruhten. Diese Pfahlgruppe wurde dadurch unterstützt, dass 2 Reihen hinter ihnen stehender Pfähle durch horizontale Zangen und Kreuzverstrebungen mit ihnen verbunden waren, und dass bei *b* eine umspannende starke Kette ringförmig um alle 16 Pfähle gelegt war. Das Gerüst hatte 2 Etagen, die eine 94ᶜᵐ, die andere 3,77ᵐ über Mittelwasser, beide mit fester Balkenlage und Bohlenbelag versehen und mit dem Ufer durch eine 1,88ᵐ breite Laufbrücke verbunden. In 6,28ᵐ Höhe über dem obern Boden befand sich ein verschiebbarer Krahn von 7,5 Tonnen Tragfähigkeit. An den Schrauben *d* ist zunächst der Kranz *g* aufgehängt, der 10 eiserne Streben trägt, worauf eine stark construirte Decke ruht. Das Ganze bildete, nachdem das Mauerwerk aussen senkrecht, innen durch Ueberkragung den Streben folgend, bis an die obere Decke geführt war, einen glockenförmigen Raum *f* von 2,73ᵐ oberem, 8,16ᵐ unterem Durchmesser und 3,77ᵐ Höhe. In dem ca. 4,7ᵐ weiten Raum des Pfeilers waren 2 eiserne Steigeschächte *h* von 94ᶜᵐ Durchmesser angebracht, worauf sich die Luftschleusen *l* befanden, die Luft wurde durch die Röhren *o* in die Steigeschächte gepresst.

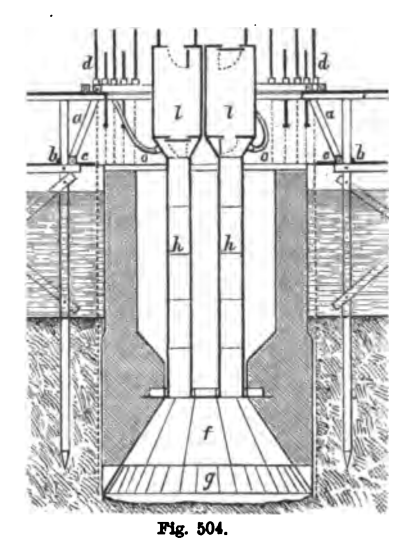


Fig. 504.

Der Kranz *g*, Fig. 504, war nach dem Querschnitte Fig. 505 aus einer 94ᶜᵐ breiten Decke *m* und einem 1,41ᵐ hohen Umfassungsblech *n* von 5ᵐᵐ Stärke gebildet. Das letztere war oben und unten durch ein Winkeleisen gegurtet; unten war noch ein 18ᶜᵐ hohes, 1,2ᶜᵐ starkes Band *t* umgelegt und Decke und Umfassungsblech waren durch 48 Stück dreieckförmige Consolen verbunden. An dem Kranz waren die Ketten *k* so befestigt, dass an der Angriffsstelle *s* innen und aussen ein 16ᶜᵐ breites 1ᶜᵐ starkes Flacheisen *i* den Zug aufnahm und auf die untere Gurtung mit übertrug, so dass das dünne Umfassungsblech nur den geringen inneren Ueberdruck der Luft aufzunehmen hatte. Die gabelförmig gebogenen Kettenglieder waren 1,88ᵐ lang und 4ᶜᵐ stark, und die oberen 3,14ᵐ langen Schraubenspindeln hatten 6,5ᶜᵐ Durchmesser; deren Bronzemuttern mit gusseisernen Unterlagsplatten ruhten auf der festconstruirten Balkenlage des Gerüstes. Jede Mutter trug einen 1,88ᵐ langen Klinkhebel und konnte, nachdem letztere angemessen mit einander verbunden waren, durch 2 Erdwinden das ganze Kettensystem und mit ihm der Pfeiler durch Drehen der Muttern gleichmässig gesenkt werden. Behufs Verlängerung der Ketten waren dieselben paarweise angeordnet, in einer von beiden befand sich ein nur 94ᶜᵐ langes Glied, so dass, wenn die eine Spindel ganz hinabgedreht war, die andere noch 94ᶜᵐ über der Mutter vorstand. War diese Stellung eingetreten, dann wurde der Reihe nach in jedem Paar eine Kette gelöst und ein 1,88ᵐ langes

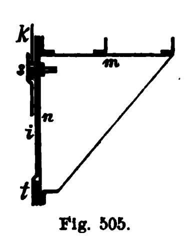


Fig. 505.

Glied eingeschaltet. So lange der Pfeiler das Flussbett noch nicht erreicht hatte, geschah das Senken proportional dem Aufwachsen des Mauerwerkes, welches immer 0,9 bis 1,3^{m} über Wasser erhalten wurde. War der Grund erreicht, so wurde das Wasser durch hineingepresste Luft zurückgedrängt und der Boden ausgegraben. Zum Fördern des Bodens benutzte man eiserne Eimer von 45 Liter Inhalt, die ein kleiner eiserner Krahn hob, an welchem 3 Arbeiter die Eimer durch die Steigeschächte nach den Schleusen aufzogen, während ein vierter Arbeiter die Eimer unten füllte. Sobald 10 Eimer gefüllt in der Schleuse standen, wurde ausgeschleust, indem die Eimer aus der Luftschleuse ausgewunden, in Rinnen umgestürzt und dann wieder eingestellt wurden; hierauf schloss man die Schleuse, füllte dieselbe mit gespannter Luft und die Arbeit begann von Neuem. Die Kosten für 1^{cbm} losen Boden zu fördern stellten sich auf 4,5 *M*., was für 1^{cbm} gewachsenen Boden ungefähr 6 Mark ausmacht. Die Arbeiter, denen die Arbeit in Accord gegeben war, verdienten durchschnittlich 6 *M*. in 8 Arbeitsstunden, welche in 2 Abtheilungen, die eine bei Tage, die andere des Nachts geleistet wurden. Da in dem Drehpfeiler zu gleicher Zeit 8 Mann arbeiteten, so war bei obiger Schichteneintheilung eine Arbeitercolonne von 24 Mann erforderlich. Die Bodenart bestand noch in einer Tiefe von 5,3^{m} unter dem Flussbett aus schlammigem Sande mit starken Holz- und Lettenschichten.

In derselben Art ist auch die Brücke über den **Rhein** oberhalb Düsseldorf *(Zeitschr. für Bauwesen 1872, S. 238 und 370)*, sowie die Brücke über die **Elbe** zwischen Hohnstorf und Lauenburg *(Deutsche Bauzeitung 1875, S. 488, und 1877, S. 299)* fundirt. Die letztere Brücke hat eine lichte Weite von 478^{m}, und zwar hat sie am Hohnstorfer Ufer 2 Drehöffnungen à 14^{m}, dann folgen 3 Stromöffnungen à 100^{m}, und dann 3 Fluthöffnungen à 50^{m}. Die oberen Pfeilerbreiten betragen 8^{m} für den runden Drehpfeiler, 5,5^{m} für den Portalpfeiler der Drehbrücke, 5^{m} für die Strompfeiler und 3^{m} für die Fluthpfeiler. Die Unterkante des eisernen Oberbaues liegt 3,77^{m} über dem höchsten schiffbaren Wasserstande oder 13,439^{m} über Amsterdamer Null, während die Schienenoberkante 14,68^{m} über Null, die Fundamentsohle der Strompfeiler ca. 8,0^{m} und für die Fluthpfeiler ca. 3,2^{m} unter Null liegt. Man beabsichtigte die Pfeilerfundamente durch je 2 kreisrunde Brunnen zu bilden, die durch Gewölbe mit einander verbunden werden sollten und sollten die Strompfeiler pneumatisch, die übrigen Pfeiler durch Brunnensenkung fundirt werden. In beiden Fällen sollten die aus Walzeisen construirten Fundamentkränze gleich sein; dieselben haben eine Höhe von 40^{cm} und bestehen aus einer Horizontal- und einer Verticalplatte, welche durch Winkeleisen verbunden sind und durch Consolen gegenseitig abgesteift werden. Die obere Horizontalplatte bildet zunächst das Auflager für 3 Stück je 8^{cm} starke Ringe aus Rothbuchenholz, welche, nach innen je 8^{cm} auskragend, die Breite für das Auflager des Mauerwerkes auf 53^{cm} bringen. Das Mauerwerk ist dann weiter nach innen ausgekragt, so dass der hohle Raum allmälig so weit verengt wird, bis bei den auf pneumatischem Wege zu senkenden Brunnen die Luftschleuse aufgesetzt werden kann, oder bis bei der einfachen Brunnensenkung das Ringmauerwerk eine Stärke von 1^{m} erhalten hat. Durch diese Ueberkragung wurde ein nahezu halbkreisförmiger kuppelartiger Bau geschaffen, auf dessen höchstem Punkte der schmiedeeiserne Förderschacht mit den beiden Luftschleusenkammern sich aufsetzt, von denen die eine durch einen Elevator gefüllt wird, während die andere zur Entleerung kommt. Auf diese Weise wurden täglich ca. 24^{cbm} Boden durch eine Schleuse gefördert und schliesslich kam man dahin, dass alle Pfeiler pneumatisch gesenkt wurden, welche Arbeit die Wiener Firma Gebrüder Klein, Schmoll und Gärtner ausführte, die pro Cubikmeter 17,75 *M*. erhielt, während das

Herausschaffen grosser Steine mit 65 ℳ. pro Cubikmeter vergütet wurde. Bis auf das Strombett wurden die Pfeiler von Seiten der Bauverwaltung gesenkt. Bei einem Strompfeiler hatte man, da das Schlagen der Verbindungsbögen unter Wasser sich als sehr kostspielig herausstellte, es vorgezogen, statt der zweitheiligen Fundirung eine eintheilige zu wählen, bei welcher die langgestreckten Mantelmauern, die im Grundrisse die Form zweier sich schneidenden Ellipsen haben, durch eine Zwischenwand verstärkt wurden. Fig. 506 und 507 zeigen diese von Brennecke angegebene Construction, wobei die grosse Axe der Ellipsen zu 10,1 m, die kleine zu 6,95 m und die ganze Länge des Arbeitsraumes zu 16,1 m angenommen ist, so dass die Grundfläche 94,3 qm beträgt. Die Quermauer in der Schnittlinie der Ellipsenflächen hat eine Oeffnung, wodurch beide Arbeitsräume mit einander verbunden sind. Auf dem 40 cm hohen und 29 cm breiten eisernen Schling liegen nach Fig. 508 drei rothbuchene Bohlenkränze, die fest mit einander verbunden sind und worüber sich das Mauerwerk concentrisch auskragt.

Fig. 506. Durchschnitt.

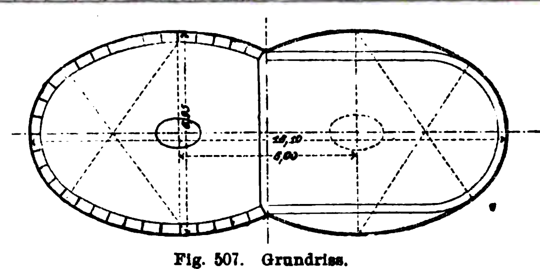


Fig. 507. Grundriss.

Vor dem Aufeinanderlegen wurden die Bohlen beiderseits getheert, dann auf die eisernen Schlinge geschraubt und schliesslich die Fugen kalfatert. Mit dem eisernen Kranze ist das Mauerwerk durch 2 cm starke und 3 m lange senkrechte Anker verbunden. Oberhalb des Schlusses der Auskragung wurde ein mit einer Platte in das Mauerwerk einbindender Schachtrohrstutzen eingelegt, auf den das Schachtrohr festgeschraubt ist, welches jedoch vor der Ausbetonirung wieder entfernt wurde. In Lauenburg ist das Mauerwerk der Arbeitskammern in den auskragenden Theilen aus Klinkern in ziemlich rasch bindendem Cementmörtel hergestellt. Der Verbrauch an Eisen bei Ausführung der Senkkasten betrug für 1 qm der Fundament-Grundfläche:

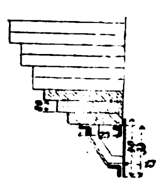


Fig. 508.

an der Tamarbrücke	bei Saltash	. .	1700 kg
„ „ Rheinbrücke	„ Kehl	. . .	845 „
„ „ „	„ Düsseldorf	.	397 „
„ „ Elbebrücke	„ Hämerten	.	301 „
„ „ Salzachbrücke	„ Salzburg	. .	287 „
„ „ Elbebrücke	„ Dömitz	. .	251 „
„ „ „	„ Lauenburg	.	83 „

Durch die Veröffentlichung des Ingenieurs Gärtner: „Entwicklung der pneumatischen

Fundirungs-Methode und Beschreibung der Fundirung der Elbbrücke bei Lauenburg" *(Zeitschr. des österr. Ing.- und Archit.-Vereines 1879, S. 41)* gelangte die Kenntniss der Lauenburger gemauerten Senkkasten nach Frankreich, wo sie vom Ingenieur Séjourné beim Fundiren des Viaductes zu Marmande nachgebildet wurden *(Annales des ponts et chaussées 1883, I., S. 92).* Séjourné wandte für 3 Mittelpfeiler und den Brückenkopf diese neue Bauart an, nämlich für die Mittelpfeiler einen elliptischen Grundriss von 9,2^{m} bei 6,35^{m}, und für den Brückenkopf einen rechteckigen Grundriss nach Fig. 509 bis 511. Statt der Auskragung benutzte er Gewölbe und für den Brückenkopf ordnete er 2 starke Querverbindungen an, damit der Horizontalschub der Gewölbe auf die langen Seiten nicht nachtheilig einwirken konnte. In Marmande ist ein glatter und dichter Putz bei allen Senkkasten ausgeführt. Séjourné machte die Erfahrung, dass: 1) ein Bogen aus sorgfältig ausgeführtem Ziegelmauerwerk mit nur 0,57^{m} Stärke in den Kämpfern vollständig undurchdringlich ist für comprimirte Luft, entsprechend einem Wasserdrucke von 14^{m}; 2) dass Versenkungskörper von 94^{qm} Grundfläche mit vollständig gemauerter Arbeitskammer, ohne Bekleidungsmantel, nur mit einer eisernen Schlinge von 130^{kg} pro 1^{m} armirt und mit dem Mauerwerk durch verticale Anker verbunden, ohne jeden Unfall durch eine Sand- und Kiesschicht von 11^{m} Mächtigkeit gesenkt werden können; 3) dass man mit diesem System das Gewicht des mit dem Versenkungskörper vergrabenen Eisens von 280^{kg} auf 80^{kg} pro 1^{qm} Grundfläche hat vermindern können; 4) dass man bei Anwendung der gewöhnlichen Vorsicht, ohne Unfall, Sprengungen in den gemauerten Arbeitskammern hat vornehmen können.

Fig. 509. Längenschnitt.

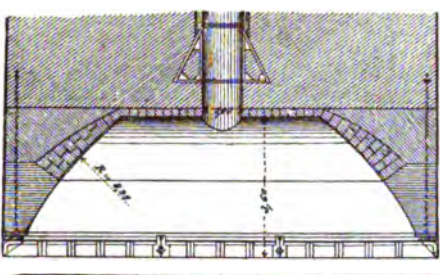


Fig. 510. Querschnitt.

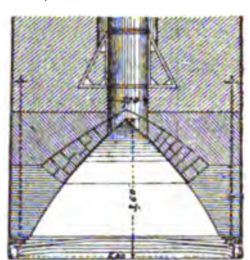


Fig. 511. Grundriss.

Bei der Lauenburger Elbebrücke war das Gerüst aus 2 Reihen Pfählen gebildet und in 3 Etagen getheilt, wovon die untere Etage zur Aufnahme von Materialien diente. Die mittlere Etage war nach Innen ausgekragt, und auf dieser Auskragung ruhte der hölzerne Schling, welcher zur Aufnahme der Schraubenspindeln und Ketten bestimmt war, an denen der Senkkasten so lange hing, bis er die Flusssohle erreicht hatte. In der obersten Etage stand der Laufkrahn zum Versetzen der Werksteine, mit welchen die über Wasser aus Bruchsteinen aufgeführten Pfeiler verblendet wurden. Ein 12,4^{m} unter Niedrigwasser gesenkter Strompfeiler der zweigleisigen Brücke hatte bis zum Niedrigwasser 1180^{cbm} Inhalt und kostete 68 760 *M.*; der ganze Pfeiler kostete 115 760 *M.* Die in Lauenburg und Marmande bewährte Bauart der gemauerten Senkkasten ist nicht allgemein zur Anwendung gelangt. Man hat auch in neuerer Zeit eiserne Caissons angewendet, wobei man jedoch frühere Erfahrungen berücksichtigte

und manche Verbesserungen einführte. So wurde der zunächst bei der Kehler-Brücke, bei der Buswyler-Brücke der Schweizer Centralbahn und bei der Pregel-Brücke in Königsberg *(Zeitschr. für Bauwesen 1866, S. 518)* angewendete Bagger, als ganz unzweckmässig, weggelassen.

Die im Jahre 1868 fundirte Brücke über die **Elbe** bei Hämerten mit 19 Oeffnungen hat vom linken Ufer ab 8 Oeffnungen à 31,4^m, dann 1 Oeffnung von 37,7^m, hierauf 4 Oeffnungen à 63,1^m, dann 2 Oeffnungen der Drehbrücke von à 13,2^m, hierauf wieder eine Oeffnung von 63,1^m und schliesslich 3 Oeffnungen von à 37,7^m Weite. Die im eigentlichen Flussbett stehenden 6 Pfeiler zwischen der 10. und 16. Oeffnung sind pneumatisch 8,8^m bis 12,5^m unter dem Sommerwasserstande gegründet, wobei die Wassertiefe 1,6^m betrug. Der Boden bestand aus Sand und Kies, in grösserer Tiefe fand sich fester Thon, der stellenweise in compacten Mergel überging. Man hatte die Tiefe der Fundirung nach den tiefsten Auskolkungen bemessen, die an den Buhnenköpfen vorgekommen waren und höchstens eine Tiefe von 6,3^m unter der Flusssohle hatten *(Hagen's Handbuch der Wasserbaukunst I. II. S. 403 und Zeitschrift des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1870, S. 144)*. In Fig. 512 ist die obere Ansicht des Caissons dargestellt, welcher für die Mittelpfeiler 15,62^m Länge und 5,02^m Breite hatte. Dieselben Dimensionen haben auch die darauf ausgeführten Pfeiler bis über den höchsten Wasserstand, von da an sind sie mit 1 : 48 verjüngt und haben eine mittlere Stärke von 3,77^m. Der Caisson hat 2 Förderschächte, während der mittlere Schacht nur zum Einsteigen und Controliren für die Beamten diente. Die Senkvorrichtung zum Hinablassen des Caissons war schon bei der Pregel- und Parnitz-Brücke verwendet und man hatte an jeder Seite 5 Paar Hängeeisen angebracht, wie in Fig. 512 durch kurze Striche angedeutet ist.

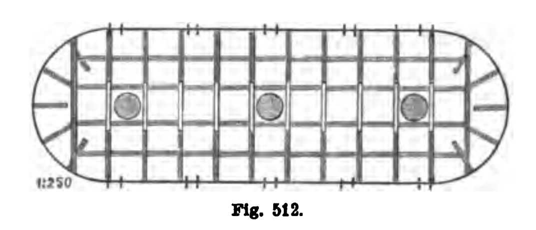


Fig. 512.

In Fig. 513 ist ein Querschnitt des Caissons durch die Mitte eines Schachtes dargestellt. Der Schacht *a* von 94^{cm} innerer Weite ist mit eisernen Leitern versehen; die einzelnen Theile dieser Schachte bestehen aus 6^{mm} starkem Blech, sie sind 1,88^m lang und sowohl oben wie unten durch eingenietete Winkeleisenringe verstärkt. Beim Aufbringen eines neuen Röhrentheils werden Gummiringe zwischen die Rohrstücke gelegt und Schraubenbolzen hindurch gezogen; während dieser Operation wird die mittelst Gummizwischenlage luftdicht schliessende Klappe *b* von der im Caisson befindlichen gespannten Luft geschlossen gehalten. Die Träger *c* und *d* sind Längenträger, *e* sind Querträger. Eine wichtige Verbesserung ist es, dass die Träger **oberhalb** der Decke liegen, wodurch der Vortheil erreicht wird, dass man die Trägerfelder von oben bequem und sorgfältig ausmauern kann, auch die schliessliche Ausmauerung der Luftkammer dadurch erleichtert wird, dass dieselbe eine ebene Decke hat. Die Blechstärke

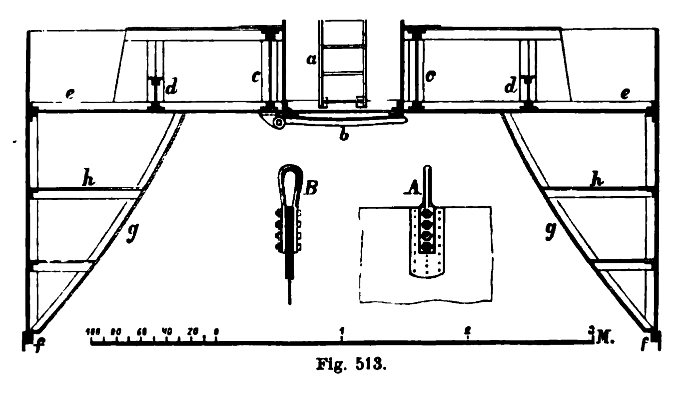


Fig. 513.

des Caissons beträgt nur 5^{mm}, wesshalb der ganze Caisson auch nur ein Gewicht von 20,65 Tonnen hatte. Bei den Umfassungswänden ging man von der richtigen Ansicht aus, dass dieselben niemals das volle Gewicht des Pfeilers zu tragen haben, indem dieses bis nach Ausmauerung des Kastens durch den Auftrieb der darin befindlichen Luft, sowie durch die Seitenreibung des Pfeilers gegen den umschliessenden Grund sehr vermindert wird. Die Seitenwände des Kastens werden an den Schneiden bei *f* innen von einem Winkeleisen, aussen von einem Flacheisen eingefasst und durch Consolen *g* abgesteift; die letzteren sind durch Winkeleisen *g* und *h* gegen Einknicken gesichert. Da die Seitenwände des Caissons über die luftdichte Decke hinausreichten, so liessen sich die bei *A* und *B* in Fig 513 dargestellten Bügel zum Aufhängen des Kastens bequem anbringen. Dieselben bestanden aus 5^{cm} starkem Rundeisen und ihre breit ausgeschmiedeten Enden umfassten die durch angenietete Zwischenbleche verstärkten Ränder der Wände. Bei der Uebermauerung des Kastens achtete man sorgfältig darauf, dass nicht die Decke, sondern hauptsächlich die Träger direct die Last aufzunehmen hatten, indem man auf die Träger feste breite Sandsteinplatten legte.

Die Fahrschleuse über dem mittleren Einsteigeschacht war schon bei der Pregelbrücke benutzt worden, sie hatte 1,73^{m} Durchmesser und 3,1^{m} Höhe. Dagegen wurden die **Förderschleusen** nach den bei den älteren Brücken gewonnenen Erfahrungen construirt und neu beschafft. Die cylindrisch geformte Schleuse ist in Fig. 514 im

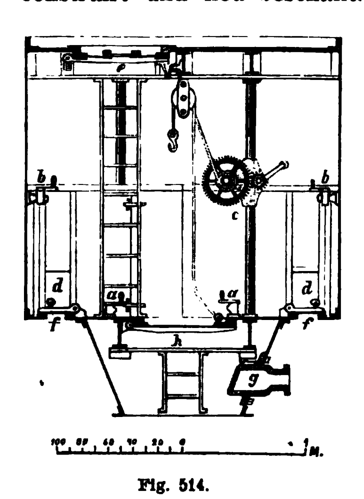
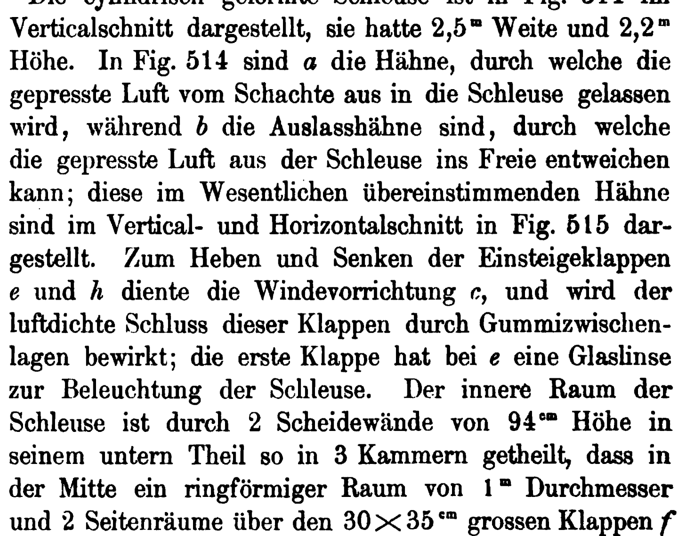
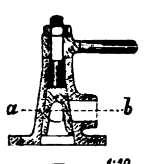
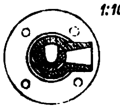


Fig. 514.



Verticalschnitt dargestellt, sie hatte 2,5^{m} Weite und 2,2^{m} Höhe. In Fig. 514 sind *a* die Hähne, durch welche die gepresste Luft vom Schachte aus in die Schleuse gelassen wird, während *b* die Auslasshähne sind, durch welche die gepresste Luft aus der Schleuse ins Freie entweichen kann; diese im Wesentlichen übereinstimmenden Hähne sind im Vertical- und Horizontalschnitt in Fig. 515 dargestellt. Zum Heben und Senken der Einsteigeklappen *e* und *h* diente die Windevorrichtung *c*, und wird der luftdichte Schluss dieser Klappen durch Gummizwischenlagen bewirkt; die erste Klappe hat bei *e* eine Glaslinse zur Beleuchtung der Schleuse. Der innere Raum der Schleuse ist durch 2 Scheidewände von 94^{cm} Höhe in seinem untern Theil so in 3 Kammern getheilt, dass in der Mitte ein ringförmiger Raum von 1^{m} Durchmesser und 2 Seitenräume über den 30×35^{cm} grossen Klappen *f*




Fig. 515.

frei bleiben, während die fast halbkreisförmigen beiden Seitenräume mit Boden gefüllt werden und zusammen etwa 3,37^{cbm} Erdboden fassen. Sind die Kammern gefüllt, so werden die Bodenventile *a* geschlossen, durch Oeffnen der Auslasshähne *b* wird nun die Luft im Innern der Schleuse auf gleiche Dichtigkeit mit der Atmosphäre gebracht und darauf die Erde durch Ziehen der Schützen *d* über die geöffneten Bodenklappen *f* gefördert, durch welche dieselbe in Rinnen fällt, die nach den bereit stehenden Fahrzeugen führen. Jede Schleuse konnte innerhalb 4 Stunden, selbst bei der grössten Tiefe des Caissons, zweimal gefüllt und geleert werden. Für 2 Schleusen ergab dies sonach innerhalb 24 Stunden $6 \cdot 4 \cdot 3{,}37 =$ rot 80^{cbm}; dieser Bodenaushub entspricht ungefähr einem Eindringen des Pfeilers von 0,9 bis 1,0^{m}. Man hatte bei früheren ähnlichen Bauten nun die Erfahrung gemacht, dass das Senken solcher Pfeiler, nicht sowohl durch die Bodenbeseitigung,

als vielmehr durch das langsame Fortschreiten der Uebermauerung verzögert wird. Bei dem beschränkten Raume und der erforderlichen sorgfältigen Arbeit lässt sich in letzterer Beziehung aber keine grössere Beschleunigung herbeiführen, wesshalb kostspielige Einrichtungen zum möglichst raschen Fortschaffen der abgestochenen Erde entbehrlich sind, weil man schwerlich mehr als 0,9^{m} der Pfeiler in 24 Stunden hochmauern kann.

Mit dem Abstechen und Fördern der Erde waren in jedem der beiden Förderschachte 6 Mann beschäftigt, hiervon befanden sich 4 Mann im Caisson, die den Boden lösten, in die Eimer warfen und diese mittelst Leine, die oben über eine Rolle gelegt war, in die Schleuse förderten. Hier stand der 5. Mann, der die Eimer empfing und entleerte, während der 6. Mann das eingeworfene Material in beiden Kammern ausbreitete oder vertheilte. Nach 4 Stunden Arbeitszeit wurden die Arbeiter durch andere abgelöst, sie mussten aber an demselben Tage noch einmal 4 Stunden lang eintreten, es waren somit für die 24stündige tägliche Arbeitszeit 36 Mann für beide Schachte erforderlich. Die Leute arbeiteten in Accord und der Aufenthalt in der comprimirten Luft hat durchaus keine nachtheilige Wirkung auf die Leute ausgeübt, die meisten derselben sind beim Versenken aller Pfeiler in Thätigkeit geblieben.

Das Senken des Pfeilers geschah, sobald der Caisson auf dem Flussbette aufstand, vollständig frei ohne Ketten oder irgend welche Führung. Wenn auch im Anfange, bis zu etwa 1,2^{m} Tiefe, das erste Eindringen nicht ohne Schwankungen des Pfeilers geschah, so wurde doch eine genau senkrechte Führung erzielt. Anfangs sank der Pfeiler ruckweise mit Sätzen von höchstens 8^{cm}, bei grösserer Tiefe ermässigten sich die Sätze bis auf 1^{cm} und bei Tiefen von mehr als 6,3^{m} unter dem Flussbett bis zu 2^{mm}. Bei dieser Tiefe senkte sich der Pfeiler sehr selten durch seine eigene Last, selbst wenn der Caissonrand ganz frei gegraben war. Man hatte dann nur nöthig, die gespannte Luft im Caisson durch Oeffnen der nach aussen führenden Hähne in den Luftschleusen zu verdünnen und konnte dadurch erreichen, dass binnen 20 Minuten der Pfeiler durch sehr allmäliges, sanftes Sinken manchmal 60^{cm} hinter einander niederging. Hindernisse, wie grosse Steine und mächtige Eichenstämme, welche bei jedem Pfeiler vorkamen, wurden leicht und ohne Aufenthalt beseitigt.

Indem man comprimirte Luft aus dem Caisson entweichen liess, drang Wasser in denselben ein, wobei eine Menge Kies mitgerissen wurde, der wieder ausgehoben werden musste, man machte hierbei die Erfahrung, dass die Menge des eindringenden Kieses bei recht starker Strömung am geringsten war, man öffnete daher plötzlich die Hähne ganz und schloss sie darauf bald wieder.

Die Uebermauerung der Pfeiler bestand aus Bruchsteinen mit Werksteinbekleidung; die vordersten Werksteine der Vorköpfe bestanden aus Granit, die übrigen aus sächsischem Sandstein und hatte jede Werksteinschicht im Allgemeinen 63^{cm} Höhe, so dass sie 3 bis 4 Bruchsteinschichten entsprach. Während der Nacht aber liess sich, trotz starker Beleuchtung, das Bruchsteinmauerwerk nicht in gehörigem Verbande ausführen, wesshalb man dann Ziegeln benutzte. Beim Ausmauern des Caissons fand man, dass das Material am schnellsten hinabgeschafft werden konnte, wenn Ziegeln und Mörtel gewählt wurden. Man begann die Ausmauerung an beiden schmalen Seiten des Caissons und führte sie von der Sohle bis zur Decke hinauf, wobei die Klappen der beiden Förderschachte eingemauert wurden. In der Nähe des mittleren Schachtes wurde das Mauerwerk in concentrischen Ringen herumgeführt und schliesslich auch erhöht, bis man den Schacht erreichte und nunmehr die Luftschleusen beseitigt werden konnten. Mit allen Unkosten an Gerüsten, Maschinen etc. kosteten die Strompfeiler 285 ℳ. pro Schachtruthe oder 64 ℳ. pro 1^{cbm} Mauerwerk.

Die Strompfeiler der in den Jahren 1870—74 erbauten **Elbebrücke** bei Dömitz sind ebenfalls pneumatisch auf Caissons aus Walzeisen fundirt *(Zeitschrift des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1877, S. 557 und 1876, S. 239).* Diese 2 gleisige Eisenbahnbrücke hat eine Gesammtlichtweite von 926,6 m und zwar hat sie 4 Oeffnungen von à 32 m, 2 solche der Drehbrücke à 13,3 m, 4 solche à 65 m und 16 Oeffnungen à 32 m. Angestellte Bodenuntersuchungen hatten ergeben, dass das Elbebett bis auf grosse Tiefe aus Sand bestand, der in den obern Schichten mit Braunkohle gemischt war. Die Fundamente müssten so tief gelegt werden, dass sie in reinem Sande standen und gegen Unterwaschung gesichert waren; dem entsprechend liegen die Fundamente der Strompfeiler ca. 10 m unter der Flusssohle oder 13 m unter dem mittleren Sommerwasserstande. Der Caisson des Drehpfeilers hatte 8,79 m Durchmesser; diejenigen der Strompfeiler hatten 16 m Länge, 5,65 m Breite, 1,88 m Höhe und bei 5 mm Blechstärke hatte jeder Caisson 20,85 Tonnen Gewicht. Sie bildeten je einen einzigen Arbeitsraum, in welchen nur **ein** Förder- und ein Einsteigeschacht hinabführten. Die Einrichtung der Luftschleuse ist aus dem Vertical- und dem Horizontalschnitte Fig. 516 zu ersehen.

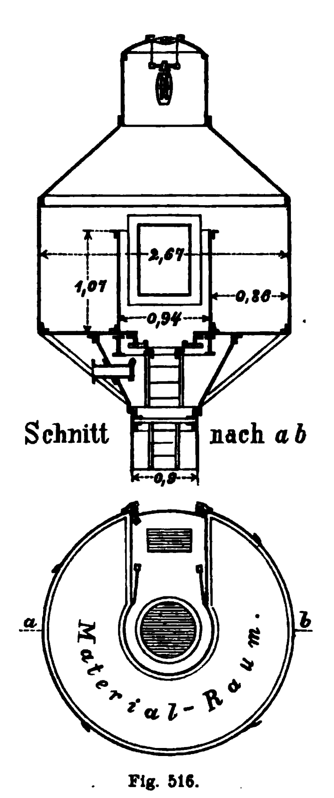


Fig. 516.

Diese Schleusen werden von oben durch eine Glaslinse direct beleuchtet, ihr Materialraum kann 4,5 cbm Boden fassen und die Förderung geschah mittelst Rolle und Handaufzug. Die Gewinnung des Bodens im Caisson und das Fördern desselben in die Luftschleuse war den Arbeitern in Accord übergeben, sie erhielten, ohne Rücksicht auf die Tiefe, für 1 cbm im losen Zustande in der Luftschleuse gemessenem Boden 2,7 ℳ., wovon die Beleuchtung und das Vorhalten der Geräthe ausgeschlossen ist. Die Beleuchtung erfolgte durch Stearinkerzen, welche 1,77 ℳ. pro Kilogr. kosteten.

In jedem Caisson arbeiteten 7 bis 8 Mann in 4stündigen Schichten, auf denen 8 Stunden Ruhe folgten; der Gesundheitszustand der Leute war stets ein guter. Gefahr für die Gesundheit der Arbeiter lag auch weniger in dem Luftdrucke, der nie $1\frac{1}{2}$ Atmosphären überstieg, als in dem Temperaturwechsel, der beim Ausschleusen entsteht. Der Senkungsfortschritt betrug in 24 Stunden 0,3 bis 0,5 m. Obgleich die Uebermauerung der Caissons mit fettem Cementmörtel geputzt und glatt gerieben war, so wurde doch bei tieferem Stande des Caissons als 7 m unter der Flusssohle, die Reibung der Erde am Mauerwerke derartig bedeutend, dass eine Senkung des Pfeilers auch dann nicht stattfand, wenn der ganze Caissonrand freigelegt war. Auch hier musste der Pfeiler durch Verdünnung der Luft im Caisson zum Sinken gebracht werden und zwar war zur Ueberwindung der Reibung eine Verminderung des Auftriebes um 100 Tonnen erforderlich. Von den am Lande aufgestellten Luftpumpen wurden 2 bis 3 Pfeiler gleichzeitig mit comprimirter Luft versorgt und die Leitung nach den einzelnen Pfeilern lag auf der Interimsbrücke, die gleichzeitig zur Materialbeförderung diente. Vier Pfeiler wurden vom rechten, zwei Pfeiler vom linken Ufer ab mit Luft versorgt. Die eisernen Caissons kosteten pro 1000 kg 480, die Luftschleusen 600 ℳ.

Interessant sind die Mittheilungen von Gerber und Bolzano über Erfahrungen die man in den Jahren 1871 bis 1873 beim pneumatischen Fundiren der **Donau-**

und **Lechbrücken** in der Bayer. Staatsbahn machte *(Zeitschr. des Bayer. Archit.- und Ing.-Vereins 1874, S. 1; auch 1872, S. 80).* Die hier angewendeten Caissons erstreckten sich ungetheilt über die ganze Pfeilergrundfläche, ihre Grundrissform war ein Rechteck mit Halbkreisabschluss von 4,6ᵐ Breite und 14,6 bis 16,6ᵐ Länge. Bei dem Pfeiler der Lechbrücke bei Kaufring war nur eine Kiesschicht von geringer Mächtigkeit nach Fig. 517 zu durchteufen, um dann auf Tegel zu stossen, der mit Keil- und Schlegelarbeit gewonnen werden musste. In dem Maasse als der Caisson tiefer in den Lehm eindrang, nahm die Reibung so bedeutend zu, dass eine Senkung nur durch Auslassen der gespannten Luft veranlasst werden konnte. Dies zog natürlich ein Eindringen von Wasser in den Caisson nach sich, was bei der Undurchlässigkeit des Bodens immer mittelst des sogen. Syphons *b c* wieder entfernt werden musste. Da diese Operation sich öfter wiederholte, so suchte man die Leistung des Syphons auf ein Maximum zu erheben. Bezeichnet H die Höhe des Syphonrohres von der Caissonsohle bis zur Ausmündung, h die Höhe des Wasserstandes, so wird bei entsprechendem Luftdruck und dichtem Rohre das Wasser in demselben nur auf die Höhe h gehoben. Kann aber an einem Punkte a unterhalb des äusseren Wasserspiegels comprimirte Luft in das Rohr eintreten, so wird das im Rohre befindliche Wasser von Neuem gehoben und an die Ausflussöffnung getrieben, während immer neues Wasser nachströmt. In diesem Falle war h grösser als $^1/_2\ H$, wesshalb eine Oeffnung im Syphonrohre bei a genügte, wobei noch die Undichtigkeiten in den Rohrverbindungen unterstützend wirkten. Diese Verbesserung erzielte den Ausfluss eines nahezu geschlossenen Wasserstrahls, während früher grösstentheils Luft mit wenig Wasser gemengt ausblies. In Fig. 517 ist l die Luftschleuse. Eine weitere Schwierigkeit bot hier die Durchsenkung der quellenführenden Schichten, die vom rechtsseitigen Hochufer aus gespeist wurden; der Luftdruck musste um diese Zeit viel höher sein, als er dem zugehörigen Wasserstande entsprach, wesshalb in weitem Umkreise um den Caisson die Luft durch die Felsenritzen der Flusssohle strömte und perlend aus dem Wasser trat.

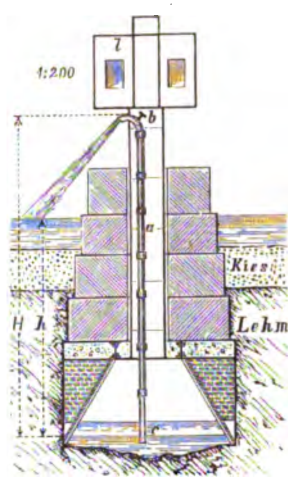


Fig. 517.

Bei den beiden Pfeilern der Lechbrücke bei Rain wurde das Freifallsenken eingeführt, um dadurch die bei Kaufring erforderlich gewesene Syphonarbeit, wodurch ein Erweichen und erschwertes Fördern des Bodens eintrat, ganz zu vermeiden. Nachdem der Caissonrand den Lehm oder Tegel ca. 0,3ᵐ nach Fig. 518 durchsenkt hatte, wurde dieser etwa 0,2ᵐ hinter dem Caissonrande weggearbeitet. Der Caisson war bei der grossen Reibung und der geringen Belastung durch die comprimirte Luft vollkommen in der Schwebe gehalten; erst durch Luftabblasen aus dem Sicherheitsventil konnte die Senkung bewirkt werden. Hierbei kamen Druckdifferenzen von 4 bis 6ᵐ Wasserhöhe gegen die anfängliche Spannung vor und der auf die Mantelfläche gleichmässig vertheilt gedachte Druck berechnete sich auf 1,6 bis 1,8 Tonnen pro 1qm. Beim Falle selbst wirkte die Caissondecke als Kolben, die eingeschlossene Luft als elastisches Polster. Diese Senkmethode

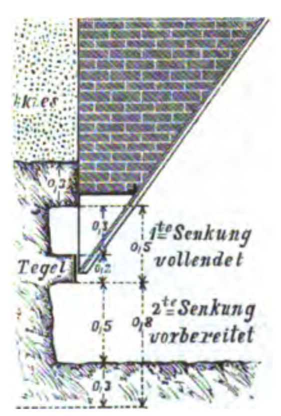


Fig. 518.

bot den Vortheil, dass vollkommen wasserfrei gearbeitet werden konnte; während nämlich der in Fig. 518 am Caissonrande gezeichnete Lehmring vollkommen gegen Wasser und nachwollenden Kies abdichtete, schnitt der Caisson in Folge des Freifallens 0,2 bis 0,3^{m} tief in die neugebildete Sohle ein, wodurch für die nächste Operation ein neuer Dichtungsring gewonnen wurde.

Beim Pfeiler der Lechbrücke bei Kaufring veranlasste eine eingelagerte Sandsteinplatte unvorhergesehene Schwierigkeiten. Dieselbe lag nach Fig. 519 einseitig, wesshalb sich der Caisson auf der andern Seite in die sandige Lehmschicht einsenkte und gegen eine zufällig vortretende Felsenspitze legte, welche unterhalb der Horizontalversteifung einen Einriss in das Wandblech des Caissons verursachte. Um dieses Hinderniss zu beseitigen, wurde der Caisson an den Punkten a unterbaut und an der Stelle b ein Loch gegraben, in welchem ein Arbeiter stehen und das hinter der Caissonwand befindliche Felsstück wegarbeiten konnte.

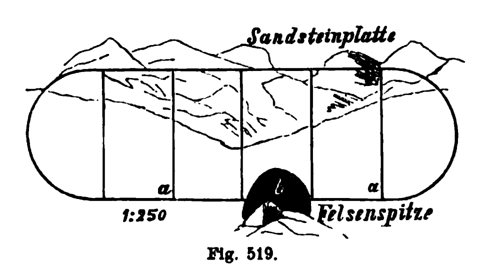


Fig. 519.

Die beiden Pfeiler der Donaubrücke bei Gross-Prüfening kamen auf Jurakalk zu stehen, der sehr ungleich lag und abgeglichen werden sollte. Nachdem man beim Pfeiler II Erfahrungen gemacht hatte, wurden beim Pfeiler I die Bohrlöcher zu 0,6 bis 0,7^{m} Tiefe angelegt und mit 2 bis 3 Dynamit-Patronen besetzt. Das Gestein wurde am Caissonrande auf grössere Entfernungen nach aussen zertrümmert und konnte wie Gerölle gewonnen werden, wodurch die für das Senken schädlichen Spannungen verringert wurden. Die Mannschaft für jede Schicht war in Batterien formirt, wovon jede die zusammengehörigen Bohrlöcher mit Gussstahlbohrern herzustellen hatte, welche der Feuerwerker am Ende der Schicht entsprechend absprengte. Man hatte aus dem Grunde zur Sprengung Dynamit gewählt, weil das Schiesspulver nach vorn wirft und die Patronen wasserdicht sein mussten, da am Caissonrande in Folge der Ausgleichungsarbeiten eine Rinne ausgehoben werden musste, welche mit Wasser gefüllt war. Dynamit dagegen wirft nach rückwärts, greift daher den Caisson weniger an und die Patrone kann direct ohne Besatz in das mit Wasser gefüllte Bohrloch gebracht werden; bei richtiger Ladung und baldiger Entzündung versagt dasselbe nie. Der Betrieb ist hierbei so zu führen, dass am Ende einer Schicht alle Schüsse nach einander abgefeuert werden und dann gute Ventilation stattfindet, wodurch eine künstliche Absorbtion der Gase überflüssig wird.



Fig. 520.

Obgleich die Caissons vollkommen sicher auf Felsen aufsassen, so hielt man es doch für wünschenswerth, dass die Betonausfüllung an allen Stellen direct auf dem Felsen ruhe; um dies durchführen zu können, musste der Theil des Caissonrandes, der auf dem Jurakalk aufstand, vollkommen abgedichtet werden, damit eine hohe Luftspannung erhalten werden konnte. Nach dieser Vorbereitung wurden Spundbohlen a am Caissonrande nach Fig. 521 bis auf den Felsen getrieben, der hierdurch abgeschnittene Kies ausgeräumt und durch Beton ersetzt, der im Caison angefertigt wurde.

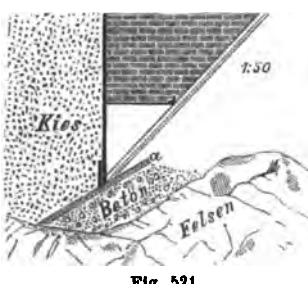


Fig. 521.

Der Pfeiler bei Kaufring wurde in 25 Tagen 5,65^{m} tief durch Kies, Tegel und Flinz gesenkt und 7 Tage waren zur Ausbetonirung erforderlich. Von den Pfeilern bei Gross-Prüfening wurde der Pfeiler No. 1 in 11 Tagen 5,4^{m} tief durch Kies gesenkt, 13 Tage waren für Felsenabgleichung, 13 Tage für Abdichtung und Ausbetonirung nöthig; der Pfeiler No. 2 wurde in 24 Tagen 9^{m} tief durch Kies gesenkt, 7 Tage erforderte die Felsenabgleichung und 20 Tage die Abdichtung und Ausbetonirung. Von den Pfeilern bei Rain senkte man den Pfeiler No. 1 in 19 Tagen 8,75^{m} tief durch Kies, in 14 Tagen 2,7^{m} tief durch Tegel und 5 Tage erforderte die Ausbetonirung; den Pfeiler No. 2 senkte man in 21 Tagen 7,3^{m} tief durch Kies und in 11 Tagen 2,25^{m} tief durch Tegel, die Ausbetonirung erforderte 4 Tage.

Die angewendeten Luftschleusen waren 3 theilig, wie die Castor'sche, jedoch mit veränderter Grundform, um für die Thüren ebene Anschlagflächen zu erhalten. Fig. 522 giebt die Ansicht, Fig. 523 den Grundriss und Fig. 524 einen Horizontalschnitt nach *A B*. In denselben bezeichnet *a* die äusseren Drehthüren, *b* ein oberes, *c* ein unteres Podium, *d* das Schachtrohr, *e* eine Kurbel, *f* Fenster, *l* eine Schnurrolle, *t* Schiebethüren mit Gegengewichten, *v* das Sicherheitsventil. Während des Betriebes steht das Schachtrohr mit der mittleren Schleusenkammer direct in Verbindung, so dass diese beständig mit comprimirter Luft gefüllt ist. Die beiden Seitenkammern haben 1,9^{m} lichte Höhe, die mittlere Kammer 1,45^{m}. Um das Verlängern der Schachtrohre vornehmen zu können, sind am Anschlusse derselben an der Caissondecke Klappen angebracht, deren Schliessung gestattet, die darüber stehende Schleuse abzunehmen, ohne den Betrieb der andern Schleuse zu stören. Zum Fördern des gelösten Materials bewegte sich im Förderschacht zwischen Führungen ein in 2 Etagen hergestellter Förderrahmen, der 2 Kübel aufnahm. Der Aufzugsmechanismus bestand aus einer einfachen Seiltrommel, die durch Vorgelege von aussen bewegt und von innen durch Frictionskuppelung und Bremse dirigirt wurde. Die Bewegung geschah entweder durch Arbeiter an der Kurbel oder durch Dampfmaschine mittelst Seiltransmission, zu welchem Zwecke eine 2 pferdige Locomobile auf dem Gerüst aufgestellt war. Der Fassungsraum der Kübel betrug 0,022^{cbm}, bei jedem Aufzuge wurde also 0,044^{cbm} gelockertes Material gehoben. Im Mittel wurden bei Dampfbetrieb aus einer Tiefe von 16^{m} unter der Schleuse pro Stunde 42 Kübel, also 0,92^{cbm} durch **eine** Aufzugsvorrichtung gehoben. Die Kübel wurden in die Schleusenkammer eingestellt und bildeten 8 Stück eine Füllung. War diese Zahl vorhanden, so wurde die Thür *t* geschlossen, die Thür *a* geöffnet und das Material in eine Rinne geschüttet. Bei normalem Betriebe und Kiesförderung wurden in 24 Stunden 1920 Kübel = 42^{cbm} mit einer Belegschaft von 72 Mann und Kurbelarbeit, dagegen 3300 Kübel = 72^{cbm} mit Dampfbetrieb und einer Belegschaft von 62 Mann gefördert.

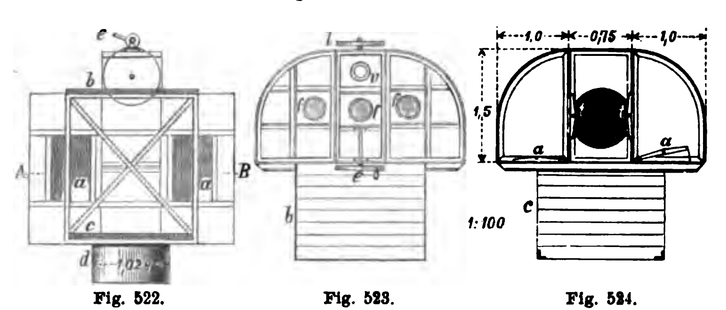


Fig. 522. Fig. 523. Fig. 524.

Für die Construction der Caissons waren folgende Gesichtspunkte maassgebend: Die Last des Mauerwerks wird unmittelbar von der Caissondecke aufgenommen und durch die Seitenwandungen auf den Boden übertragen, wenn nicht die comprimirte Luft und die Seitenreibung den Pfeiler in die Schwebe hält. Die **Decke** ist daher aus Quer- und Langträgern gebildet, die **über** dem als dichten Abschluss des Kasten-

raumes dienenden Deckbleche liegen. Fig. 525 zeigt den Caisson des Pfeilers bei Kaufring im Grundriss und Fig. 526 im Verticalschnitt. Die 470^{mm} hohen Hauptquerträger in 2,3^{m} Abstand, über die ganze Breite der Decke reichend, tragen 2 Reihen 420^{mm} hoher Längsträger, zwischen welche nochmals Nebenquerträger eingesetzt sind, um für das Steinlager und die Decke kleine Felder zu erhalten. Das Deckblech hat während des Senkens nur einen Theil der zwischen den Deckenträgern eingebrachten Betonausfüllung zu tragen. In den Rundungen dient ein oberer Blechträger zur Aufnahme der Last und radiale Consolen zur Uebertragung auf die Wand und zur Versteifung derselben.

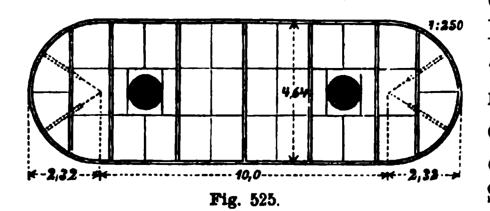


Fig. 525.

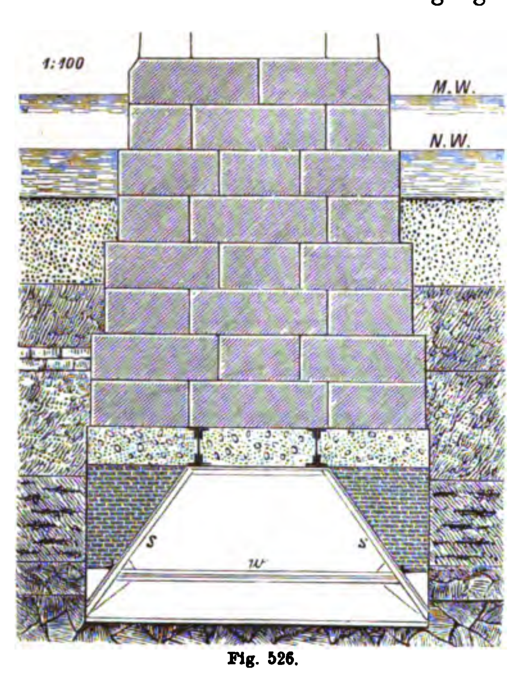


Fig. 526.

Die Träger bestehen aus 12^{mm} und 8^{mm} starkem Blech mit 70 × 10^{mm} starkem Winkeleisen. Das Blech der Decke ist 10^{mm} dick, das der Wände auf der unteren Hälfte der Caissonhöhe 8^{mm}, auf der obern Hälfte 6^{mm} dick genommen. Um den untern Rand des Caissons ist ein 220^{mm} hohes, 16^{mm} starkes Flacheisen gelegt, welches 60^{mm} vor den Blechrand vorspringt und als Schneidekranz dient. Die Nieten zur Verbindung der einzelnen Theile dürfen nicht zu schwach genommen werden, damit sie localen, möglicher Weise auf wenige Nieten concentrirten Spannungen Widerstand leisten können. Die hier angewendeten Nieten erhielten keinen geringern Durchmesser als 20^{mm}, und zeigte sich diese Dimension im Wesentlichen genügend. Unter den Hauptquerträgern werden die Seitenwandungen des Caissons durch je 4 an den Consolen angenietete Winkeleisen *w*, Fig. 526, zusammengehalten, diese Winkeleisen haben je 80 × 10^{mm} Schenkelstärke. Der Raum zwischen dem Wandblech und den Streben *s* ist ringsum mit Ziegelmauerwerk sorgfältig ausgefüllt. Die Anhängegabeln der Ketten, woran der Caisson bis auf das Flussbett niedergelassen ist, sind nicht mit dem Wandbleche vernietet, sondern ähnlich wie in Fig. 505 durch einen Bolzen *s* von innen angeschraubt, man hat nach dem Senken bis ca. 1^{m} in den Kies die Befestigungsschrauben gelöst, die Oeffnungen mit Holzpfropfen geschlossen und die Ketten sammt Gabeln in die Höhe gezogen. Die in Fig. 526 angedeuteten durchsenkten Bodenschichten waren der Reihe nach Kies, grüner fester Tegel, Sandsteinplatte, sandiger Tegel mit Wasseradern, fester blauer Flinz und steinartiger Flinz; in letzterer Schicht ist der Caisson 35^{cm} tief eingebettet. Das schraffirte Mauerwerk des Pfeilers wurde vor dem Ausbetoniren des Caissons versetzt.

Die **Elbebrücke** bei Aussig in der Oester. Nordwestbahn hat 309,23^{m} Gesammtlichtweite, sie hat am linken Ufer 3 und am rechten Ufer eine Oeffnung von je 19^{m} Lichtweite, während von den 3 Oeffnungen der Strombrücke die mittlere Oeffnung 71,2^{m} und jede Seitenöffnung 71,225^{m} Lichtweite hat. Die beiden Strompfeiler wurden

pneumatisch auf eisernen Caissons, der eine in 5,57^{m}, der andere in 9,09^{m} unter Nullwasser auf Basaltfelsen fundirt *(Förster's Bauzeitung 1874, S. 62 und Taf. 64 bis 74).* Unternehmer für die Fundirung und Pfeileraufmauerung war die Firma Gebrüder Klein, Schmoll und Gärtner in Wien. Die Fundirung des rechtsseitigen Strompfeilers beanspruchte die Zeit vom 6. Mai bis 15. Juni 1873, jene des linksseitigen vom 24. Juni bis 29. Juli, also je kaum 5 Wochen; ersterer Pfeiler war am 31. Juli, letzterer am 6. September gänzlich vollendet. Der weniger tief fundirte Strompfeiler, der unten 3,9 und oben 3,0^{m} Breite hat, ist in Fig. 527 im Querschnitte dargestellt. Der tiefer fundirte Pfeiler hatte bis zum Nullwasser 410^{cbm} Inhalt und kostete 48800 *M.*; der ganze Pfeiler kostete 73200 *M.* Die Brücke ist eingleisig mit der Fahrbahn in der obern und einer Strassenfahrbahn in der untern Trägergurtung. Der angewendete Caisson bestand aus Walzeisen und bildete im Grundriss ein Rechteck mit Halbkreisabschluss, er hat 11^{m} Länge, 4,5^{m} Breite und im Innern 1,6^{m} lichte Höhe. Die Deckenträger bestehen aus 9 Querträgern mit 2 Langträgern, die sämmtlich 0,45^{m} Höhe haben; das darunter befestigte Deckenblech hat 8^{mm} Dicke und die Wandbleche 7^{mm}. Fig. 528 zeigt einen theilweisen Querschnitt des Caissons; hierbei hat das den Schneidekranz bildende Flacheisen *a* eine Höhe von 200^{mm} und eine Stärke von 16^{mm}. Die Winkeleisen *b* und *d* haben 100 $\times$ 12^{mm} Schenkelstärke, das Winkeleisen *c* aber nur 80 $\times$ 12^{mm} und die anderen Winbeleisen 70 $\times$ 8^{mm}; das Blech der Consolen hat 5^{mm} Dicke. Die 0,45^{m} hohen Querträger *e* bestehen aus Blech und Winkeleisen. Jedes zweite Consol in der Länge des Caissons ist mit einem Holze *g* verbunden, welche 4 Hölzer den unteren Querverband des Caissons bilden. Nur ein einziger Einsteige- und Förderschacht befindet sich in der Mitte des Caissons, derselbe hat einen elliptischen Querschnitt von 1^{m} Breite und 1,6^{m} Länge. Die obige Firma wendet nämlich ihr eigenes patentirtes Fördersystem an, wobei ein durch Maschinenkraft betriebener vertical stehender Bagger das Erdmaterial in die Luftschleuse hebt *(diese Einrichtung ist sehr ausführlich dargestellt in der Zeitschr. des Vereins deutscher Ingenieure 1871, S. 632 und Tafel 21 u. 22).* Der Baggerapparat steht hier nicht, wie bei der Kehler-Brücke, mit der äussern Luft in Verbindung, sondern er ist in dem Förderschachte und der Luftschleuse eingeschlossen, während der Betrieb durch eine Stopfbüchse von aussen erfolgt; der Apparat ist daher in allen Theilen zugängig und etwaige Störungen können leicht beseitigt werden. Der Förderschacht hat nun aus dem Grunde einen elliptischen Querschnitt, damit derselbe sowohl zum Fördern wie zum Einsteigen benutzt werden kann; da der Bagger 1^{m} von der Länge des Querschnittes beansprucht, so bleibt noch für den Steigeschacht 0,6^{m} von der Länge übrig. Die Luftschleuse hat 3 Kammern, wovon die mittlere stets mit comprimirter Luft gefüllt ist, während die Seitenkammern abwechselnd das geförderte Material aufnehmen, was ihnen durch einen besondern Auswerfmechanismus von den Eimern des Baggers aus zugeführt wird. Gewiss ist diese Fördereinrichtung recht zweckmässig, wenn man, wie die obige Firma, öftere

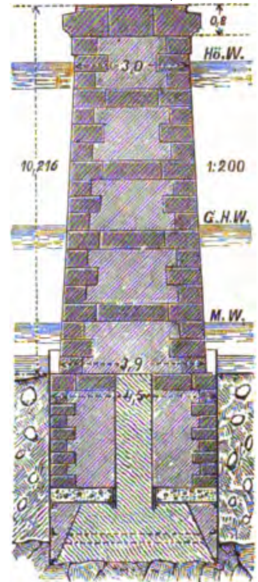


Fig. 527.

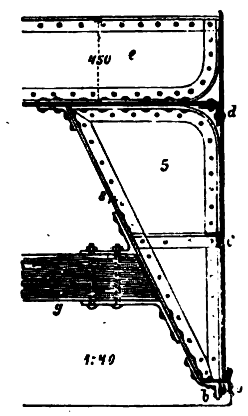


Fig. 528.

Verwendung für den complicirten Apparat hat; für kleinere Bauten dürfte derselbe aber zu kostspielig sein, für solche Fälle würden sich die in Fig. 516 oder 522 bis 524 dargestellten Schleusen besonders empfehlen.

Es sind noch manche mehr oder weniger complicirte Aenderungen an den Luftschleusen angebracht, so bezweckt die Schleuseneinrichtung vom Ing. K. Favre möglichst geringen Verlust an comprimirter Luft beim Ausschleusen des gelösten Materials *(Zeitschrift des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1873, S. 625).*

Bei der Ende 1873 begonnenen **Donaubrücke** der Budapester Verbindungsbahn sind die beiden Landpfeiler und die 3 Strompfeiler pneumatisch 8 bis 10^{m} unter Nullwasser durch Sand und Schotter wenigstens 3^{m} tief in den blauen Tegel fundirt; die 4 Oeffnungen haben je 94^{m} Lichtweite *(Zeitschr. des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover 1877, S. 29 und 213).* Jeder Caisson *c c* war nach dem Querschnitte Fig. 529 an jeder Langseite an 4 Schrauben *a* aufgehängt. Die Caissons der Landpfeiler haben ein Rechteck von 14,9^{m} Länge und 6,3^{m} Breite zur Basis, diejenigen der Strompfeiler ein Rechteck mit Halbkreisabschluss von 21,8^{m} Länge und 7,5^{m} Breite; die lichte Höhe der Caissons beträgt 2^{m} und die Höhe der Träger 0,6^{m}. Das Gewicht derselben für die Landpfeiler betrug 39,6 Tonnen, wozu noch 15 Tonnen für Mantelbleche hinzukommen. Für jeden Strompfeiler hatte der Caisson ein Gewicht von 58,9 Tonnen und die Mantelbleche je 28,8 bis 32,8 Tonnen. Diese Gewichte sind jedenfalls viel grösser als nöthig gewesen wäre, auch können die Mantelbleche, wie die vorhergehenden Beispiele zeigen, vollständig entbehrt werden, wenn man den obern Rand des Mauerwerkes immer über Wasser hält. Die Montirung des Caissons nahm durchschnittlich 27 bis 30 Tage in Anspruch. Jeder Caisson hatte 2 Förderschachte von 1^{m} Weite, in welchem das Material durch je einen Kübel mittelst eines nach aufwärts drehbaren Krahnes nach den Luftschleusen gehoben wurde. Das Heben geschah durch einen Kolben mit flaschenzugartigem Kopfe, der in einem langen Cylinder von der abströmenden comprimirten Luft getrieben wurde. Das Ausschleusen der Kübel erfolgte durch eine am Boden der Luftschleuse seitlich angebrachte Vorrichtung. Dies war ein gusseiserner Kasten mit 3 oberen Oeffnungen, welche durch abhebbare aber gut passende Deckel verschlossen werden konnten. In diesem Kasten befanden sich 2 mit einander verbundene Kübelbehälter, welche sich durch entsprechende Mechanismen unter die erwähnten Oeffnungen bewegen liessen. Der volle Kübel wurde nun in die Mittelöffnung gestellt, der Deckel geschlossen und der Kübelbehälter durch eine Drehung nach links zu der linken Oeffnung des Kastens geschoben, woselbst die Entleerung in der freien Luft erfolgt; während dieser Zeit konnte wieder in den zweiten Kübelbehälter, der nun unter der Mittelöffnung stand, der volle Kübel eingesetzt werden.

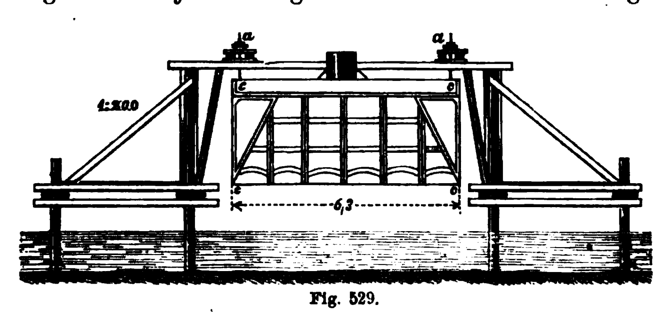


Fig. 529.

Eine ähnliche Ausschleusevorrichtung war schon bei Fundirung der in den Jahren 1868 bis 1870 erbauten gusseisernen Bogenbrücke für die Strasse über den **Allier** zu Vichy, die 6 Oeffnungen zu je 37^{m} Weite hat, benutzt worden *(Annales des ponts et chaussées 1873, Juli, S. 9 u. Taf. 16—18).* Die Gründungsarbeiten kosteten bei dieser Brücke für 1^{cbm} unter Niedrigwasser 90 *M*.

Ein Kübel fasste bei der Pester Brücke 0,038 cbm und konnte bei regelmässigem Betriebe 1,1 mal in der Minute gefördert und entleert werden, so dass stündlich 2,5 cbm gefördert werden konnten und bei mittlerer Arbeitszeit die tägliche durchschnittliche Leistung etwa 25 cbm betrug. Vergleicht man diese mit der Seite 284 und 287 angegebenen Leistung durch Handarbeit, so findet man, dass die complicirten und kostspieligen Hebe- und Ausschleuse-Vorrichtungen nicht vortheilhaft arbeiteten. Nach der Ausführung kostete die fertige Fundirung pro 1 cbm beim Pester Landpfeiler 80,42 ℳ., beim I. Strompfeiler 66,7 ℳ., beim II. Strompfeiler 70,21 ℳ., beim III. Strompfeiler 74,48 ℳ., und beim Ofener Landpfeiler 78,58 ℳ.

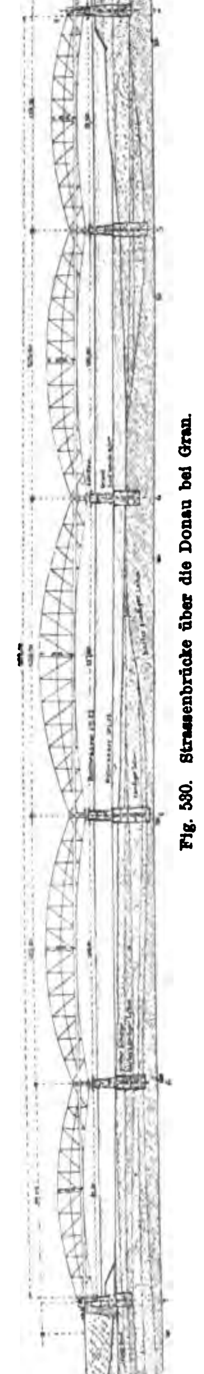


Fig. 530. Strassenbrücke über die Donau bei Gran.

Die im Frühjahre 1894 begonnene und bis Ende dieses Jahres dem Verkehr zu übergebende Strassenbrücke über die **Donau** bei Gran übersetzt den Strom in normaler Richtung und hat 494 m Gesammt-Lichtweite. Letztere vertheilt sich auf 5 Oeffnungen, von denen zwei seitliche je 81,5 m, die folgenden je 100 m und die mittelste Oeffnung 117 m lichte Weite erhalten. Einen Längenschnitt dieser Brücke zeigt Fig. 530, während Fig. 531 den Durchschnitt des Brückenkopfes und Fig. 532 bis 534 Einzelheiten von den Strompfeilern 3 und 6 geben *(Von Prof. J. Melan mitgetheilt in der Zeitschr. des österr. Ing.- und Archit.-Vereins 1894, S. 453 u. Taf. XVI).* Die Tragwände stehen 7,15 m von Axe zu Axe ab und tragen zwischen sich eine im Lichten 6,5 m breite, mit Holzstöckeln gepflasterte Fahrbahn und beiderseits aussen auf Consolen je 1,5 m breite Fusswege. Das Trägersystem für den Ueberbau der Brücke ist der sog. Halbsichelträger mit parabolisch gesprengtem Untergurt. Hierdurch erhalten die Träger eine gefälligere Form und durch die Tieferlegung der Auflager wird an Pfeilermauerwerk gespart. Die Eisenconstruction wird von der Brückenbauanstalt der k. ung. Staats-Maschinenfabrik zum Preise von 23,5 fl. pro 100 kg sammt Aufstellung geliefert. Geleitet wird diese Fabrik von Oberinspector Seefehlner. Der Entwurf dieser Brücke ist unter Leitung des Ministerialrathes Szekelius in der Brückenbau-Abtheilung des k. ung. Handelsministeriums ausgearbeitet. Das Gewicht des Ueberbaues beträgt 2445 t und die Baukosten betragen 1360000 fl., für welche Summe die Bauunternehmung S. Cathry & Sohn die Ausführung übernommen hat.

Von dieser Firma ist auch die pneumatische Fundirung der Pfeiler, unter Anwendung eines durch Deckenträger versteiften eisernen Caissons mit 2 m hoher Arbeitskammer durchgeführt. Die Materialförderung geschah mittelst eines in der Luftschleuse befindlichen, durch comprimirte Luft betriebenen Göpels, und ist durch eine einfache Sicherung dafür gesorgt, dass fehlerhafte, mit plötzlichen Luftverlusten verbundene Manipulationen beim Ausschleusen des Materials nicht vorkommen können. Das Gewicht der Caissons beträgt rund 300 kg pro 1 qm Grundrissfläche. Die Kosten der Fundirung bis zur Nullwasserlinie belaufen sich im Durchschnitt auf 55 fl. = 110 ℳ. pro 1 cbm.

Bei der Ausführung des Pfeilermauerwerkes waren nach dem Bauvertrage folgende

Bestimmungen einzuhalten: Unmittelbar über dem Caisson, und zwar in der Höhe der Deckenträger, wird eine Betonschicht im Mischungsverhältnisse von 1 Theil Portlandcement auf $2^1/_2$ Theile Sand und 5 Theile Schlägelschotter aufgebracht. Hierauf kommt eine 0,4 m hohe, durchbindende Schicht aus Kalksteinquadern und der übrige Theil des Fundament-Mauerwerks besteht aus Bruchsteinen in hydraul. Mörtel, wobei in je 3 m Höhe eine 30 cm hohe Schicht aus Hackelsteinen durchbinden muss. Die oberste Schicht des Fundament-Mauerwerks besteht aus 0,5 m hohen, rauh bearbeiteten Kalksteinquadern und es erhalten ferner die 4 Strompfeiler unter dieser Deckschicht bis 4 m unter Null eine Verkleidung mit 30 cm hohen Hackelsteinen. Nach vollständiger Senkung des Pfeilers wird die Arbeitskammer des Caissons und der Schacht mit hydraulischem Kalkbeton im Mischungsverhältniss 1 Theil hydraul. Kalk auf 6 Theile Sand und Donauschotter ausgefüllt. Ueber Nullwasser erhalten die Pfeiler eine Verkleidung, und zwar bis zur Höhe der Vorköpfe aus 0,5—0,6 m hohen Kalksteinquadern.

Fig. 531. Landpfeiler-Durchschnitt.

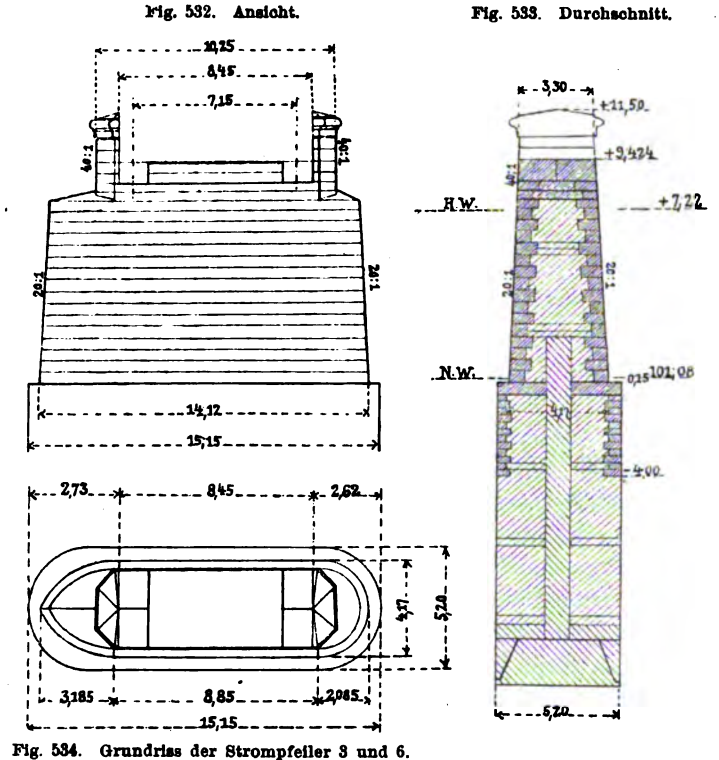


Fig. 532. Ansicht. Fig. 533. Durchschnitt.

Fig. 534. Grundriss der Strompfeiler 3 und 6.

Das Quader-Verkleidungsmauerwerk besteht in jeder Schicht aus Läufern und Bindern, welche regelmässig abwechseln. Die Länge der Läufer durfte nicht kleiner als 1 m und nicht grösser als 1,4 m sein, ihre Breite mindestens 1,15 mal grösser als ihre Höhe. Die Breite der Binder soll 1,25 mal grösser als die

Höhe, ihre Länge aber mindestens um 0,3^m grösser sein als die Breite der Läufer. Die Auflagerquader aus Granit für die Eisenconstruction haben 0,8^m Höhe, 1,3^m Breite und 1,65 bis 1,85^m Länge. Unter denselben sind 2 Druckvertheilungsschichten aus rauh bearbeiteten Quadern von der gleichen Höhe wie die Verkleidungsquader angeordnet. Bezüglich der Qualität der zu verwendenden Bausteine war verlangt, dass der Granit einem Drucke von 800^{kg} pro 1^{qcm}, der zu den übrigen Quadern verwendete Kalkstein einem Drucke von mindestens 400^{kg} pro 1^{qcm} ohne Bruch widerstehen soll.

Die Strompfeiler erhalten folgende Hauptabmessungen: bei den Pfeilern 3 und 6 beträgt die Fundamentlänge 15,15^m, die Fundamentbreite 5,2^m, die Kronenstärke in der Höhe der Auflagerquader 3,3^m; bei den mittleren Pfeilern 4 und 5 ist die Fundamentlänge 15,55^m, die Breite 5,6^m, die Kronenstärke 3,7^m. Die Oberkante der das Fundament abdeckenden, 0,5^m hohen Quaderschicht liegt 0,15^m unter der Nullwasserlinie, die Oberkante der Auflagerquader in 9,42^m über Null; die stromaufwärts spitzbogigen, stromabwärts halbkreisförmigen Vorköpfe sind bis auf 7,72^m über Null emporgeführt und die Seitenflächen der Pfeiler haben bis zur Höhe des Vorkopfes $^1/_{20}$, darüber $^1/_{40}$ Anzug.

Von der **Forth-Brücke** bei Queensferry giebt Fig. 535 die Ansicht *(das Bauwerk ist von M. Strukel sehr ausführlich behandelt in der Allgemeinen Bauzeitung 1890, Heft 9—11).* Im Jahre 1873 bildeten die Great Northern, North Eastern Midlands und North British Railway Company die sog. Forth Bridge Company, welche den Beschluss fasste, dass bei Queensferry eine Brücke gebaut werden solle, mit dem gegenseitigen Uebereinkommen, dass über dieselbe ein so grosser Verkehr befördert werden müsse, dass der Bau eine jährliche Dividende von 6% abwerfen könne. Thomas Bouch, der Erbauer der Tay-Brücke, hatte ein Project entworfen und wollte über die beiden Flussarme eine Kettenbrücke mit 2 Hauptöffnungen von je 487,7^m Lichtweite ausführen. 1879 waren schon alle Vorbereitungen zur Ausführung des Bouch'schen Projectes getroffen und die Arbeiten der Firma W. Arrol & Co. in Generalunternehmung übertragen, welche auch die Pfeiler schon theilweise ausgeführt hatte, als in der Nacht vom 29. Dec. 1879 ein heftiger Orkan einen Theil der Taybrücke mit dem überfahrenden Zuge in die Wogen stürzte, wobei 90 Menschen das Leben verloren. In Folge dieses Unglückes wurden die Arbeiten an der Forth-Brücke sogleich eingestellt und auf die Ausführung des Bouch'schen Projectes verzichtet.

Die Forth Bridge Co. setzte nun ein Comité ein zur Untersuchung, wie am zweckmässigsten eine sichere Eisenbahn-Verbindung über den Forth bei Queensferry zu erreichen wäre. Das Comité bewirkte eine Concurrenz-Ausschreibung zur Erlangung von diesbezüglichen Entwürfen und empfahl das von John Fowler & Benjamin Baker verfasste Project zur Ausführung. Für den Bau der Brücke wurden 5 General-Offerte eingereicht, wobei die Bausumme zwischen 1487000 und 2301000 Pf. St. schwankte; der Firma T. Arrol & Co. in Glasgow wurde die Bau-

Fig. 535. Forth-Brücke bei Queensferry in Schottland (Ingenieure Fowler & Baker).

ausführung für die Summe von 1600000 Pf. St. übertragen. Die Arbeiten an der Brücke begannen im Januar 1883 und wurden im Januar 1890 mit der Probebelastung beendet; die Verkehrseröffnung fand am 4. März 1890 statt.

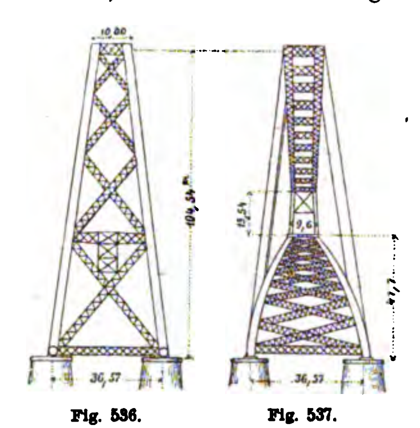


Fig. 536. Fig. 537.

Das grossartige Bauwerk hat nach Fig. 535 zwei Hauptöffnungen von je 518,15^m Weite zwischen den Pfeilermitten, und zwei Seitenöffnungen von je 208,7^m, während die ganze Länge der Brücke 2468,47^m beträgt. Fig. 536 zeigt einen Verticalschnitt durch die Mitte der Thurmpfeiler, Fig. 537 einen solchen durch den Zwischenträger. Das System der Hauptöffnungen ist in ähnlicher Weise namentlich in Amerika zur Ausführung gekommen und führt dort den Namen „Cantilever-Bridges". Der Unterbau der Forth-Brücke besteht aus gemauerten Pfeilern, die theils auf festem steinigen Thonboden **(boulder clay)**, theils auf Basaltfelsen **(basaltic trap-rock)** gegründet sind. Die in Fig. 538 dargestellten Viaductpfeiler und die in Fig. 539 wiedergegebenen hohlgemauerten Trennungspfeiler, welche die Brücke mit den gsossen Oeffnungen von den Viaducten

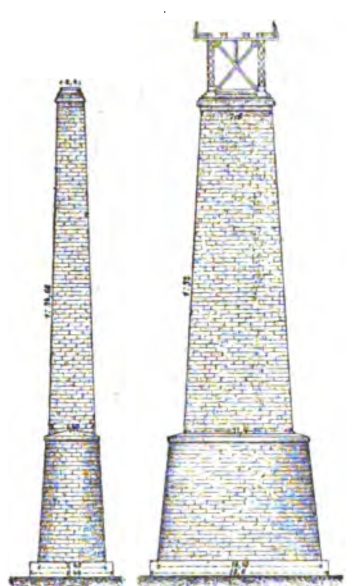


Fig. 538. Viaductpfeiler.

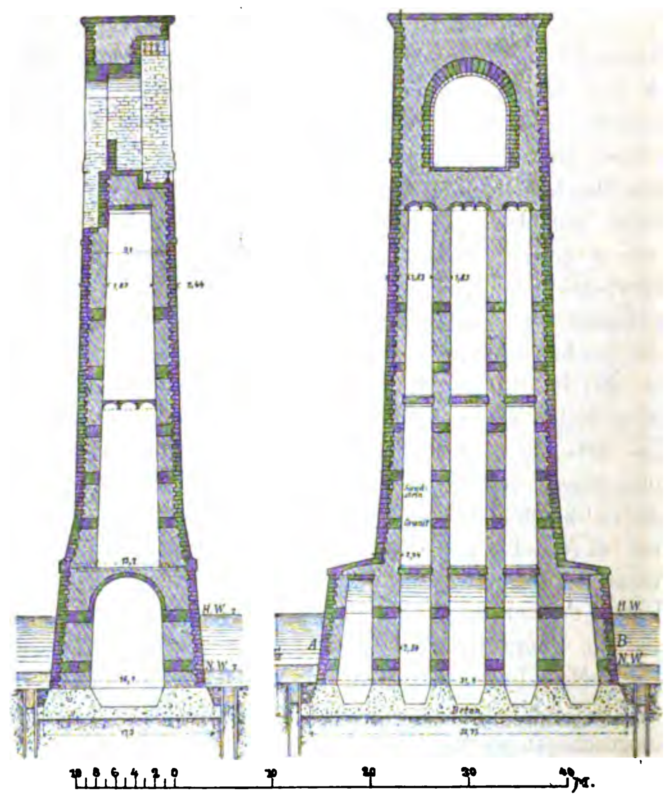


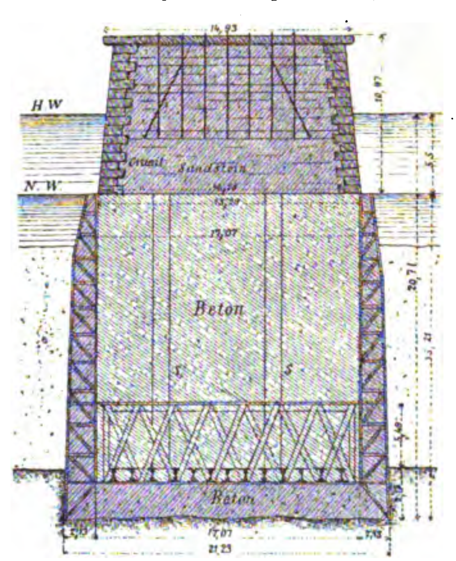
Fig. 539. Trennungs-Pfeiler.

trennen, sind im Schutze von Fangedämmen auf Beton fundirt. Bei der Bereitung des Betons mischte man die Mörtel-Bestandtheile trocken, worauf unter Ueberbrausen mit Wasser die weitere Mischung bei kleineren Mengen ebenfalls durch Handarbeit, bei grösseren dagegen mittelst Mischtrommeln erfolgte. Der für das Mauerwerk verwendete Cementmörtel bestand aus

1 Theil Cement auf 2 Theile Sand, während der Beton aus $4^1/_2$ bis $6^1/_2$ Theilen Cement, ebensoviel Sand, und 27 Theilen Schlägelschotter zusammengesetzt war. Der Beton ist nur mit 1 kg pro 1 qcm belastet. Die Fangedämme für diese Pfeilerfundirung bestanden aus 2 Pfahlreihen, die beim Trennungspfeiler 1,2 m und bei den Viaductpfeilern 0,9 m Zwischenraum hatten; die Stärke der Pfahlwände betrug 30 cm.

Jeder der Thurmpfeiler der grossen Oeffnungen ruht auf 4 gemauerten Grundpfeilern von kreisrunder Grundrissform. Dieselben bestehen nach dem in Fig. 540 dargestellten Verticalschnitte aus 2 Theilen, dem eigentlichen über Niedrigwasser befindlichen Steinpfeiler von 10,97 m Höhe, 14,93 m Durchmesser an der Krone und von 17,6 m an der Basis, bestehend aus einer Einfassung von roh behauenen Granitquadern und feiner bearbeiteten Abdeckquadern an der Krone, sowie einem Kern von Bruchsteinmauerwerk aus Sandstein, und dem unter Niedrigwasser befindlichen Theil, welcher der mit Beton gefüllte Senkkasten ist, der am obern Ende 18,29 m und am untern Ende 21,33 m Durchmesser hat.

Fig. 540. Steinpfeiler.



Von diesen 12 Grundpfeilern der Hauptöffnungen wurden die 2 nördlichen der Inchgarvie-Gruppe sowie die 4 der Fife-Gruppe, die in geringere Wassertiefe und auf Felsboden zu stehen kamen, mittelst Fangedämmen unter Trockenlegung der Baugrube ausgeführt. Hierbei wurde die Aufsitzfläche des Fangedammes durch Sprengung unter Wasser möglichst planirt, worauf als Fangedamm 2 concentrische Blechmäntel von 28,29 m innerm Durchmesser niedergesenkt sind, in deren Zwischenraum Beton und Lehm eingestampft wurde. Dabei wurden die Anschlussfugen vorher mittelst vorgelegter Sandsäcke und Betonguss mit Hilfe von Tauchern gedichtet. Diesen Fangedamm liess man jedoch nur etwas über Niedrigwasser reichen und versah den inneren Mantel mit einem nur bis Mittelwasser, nämlich 3 m über Niedrigwasser, reichenden Schutzmantel, in Folge dessen er von der jedesmaligen Fluth überpült und die Baugrube mit Wasser gefüllt wurde, man also auf Tidearbeit angewiesen war. Man hatte den Schutzmantel mit Ablassschleusen versehen, durch welche das Fluthwasser wieder ablief, während das übrige Wasser durch Pumpen und Pulsometer ausgeschöpft wurde, was ca. 1 Stunde in Anspruch nahm. Bei einem der Fife-Pfeiler, der tiefer fundirt werden musste, zeigte sich dieses Verfahren als unzureichend, weshalb hier nach der Planirung des Grundes ein doppelwandiger Fangedamm mit Lehmkern dazwischen hergestellt wurde, der bis über Hochwasser reichte; die Pfahlwände waren dabei zwischen die Felsentrümmer eingerammt.

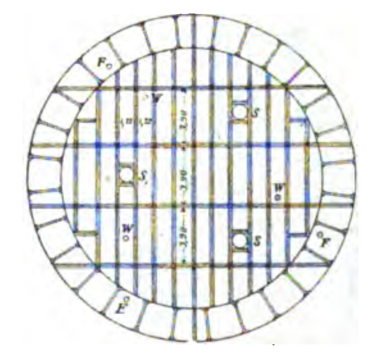


Fig. 541. Grundriss des Caissons.

Bei den 4 Grundpfeilern auf der Queensferry-Seite, die 21 bis 27 m unter Hoch-

wasser in den steinigen Thonboden gegründet werden sollten, entschied man sich nach reiflicher Ueberlegung für die Luftdruckgründung; ebenso auch für die zwei südlichen Pfeiler auf Inchgarvie. Dieses Verfahren hatte aber bisher in England nicht viel Anwendung gefunden, weshalb man die Gründung dem Franzosen Coiseau in Subunternehmung übertrug, der mit seinen meist italienischen Arbeitern vorher Kaimauern in Antwerpen fundirt hatte.

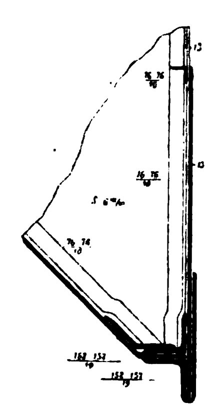


Fig. 542. Caissonfuss.

Die Anordnung des bei den Queensferry-Pfeilern angewendeten Senkkastens geht aus Fig. 542 bis 544 hervor. Derselbe wurde im fertigen Zustande als schwimmender Körper an Ort und Stelle gebracht und hier ohne Gerüste und unabhängig von der Ausführung des Mauerwerkes auf die Fusssohle versenkt. In Folge dessen erhielt der Caisson, ausser dem die Arbeitskammer umschliessenden Mantel von 21,33^{m} Durchmesser, eine so hohe Verlängerung, dass er nach vollendeter Gründung noch ca. 0,3^{m} über Niedrigwasser reichte. Von dei Decke der Arbeitskammer ging noch ein innerer Mantel aus, der vom äussern Mantel unten 2,13^{m}, oben 1,37^{m} Abstand hatte. Zwischen diesen 2 Mänteln befanden sich 28 verticale Fachwerksrippen, wodurch der Doppelmantel dem Wasserdrucke genügenden Widerstand leisten konnte. Der äussere Mantel setzte sich aus 2 Kegelstutzen zusammen, von denen der obere bei 5,18^{m} Höhe einen oberen Durchmesser von 18,28^{m} und einen unteren von 20,72^{m} hatte. Zum Schutze gegen Hochwasser und Wogen erhielt dieser vergrabene Theil des Senkkastens noch einen abnehmbaren Aufsatz D, Fig. 543, von 6,09^{m} Höhe, der bei vollständiger Senkung 0,89^{m} über dem Hochwasser emporragte. Die Arbeitskammer A, Fig. 543, hatte 2,13^{m} Höhe und ihre äussere Blechwand war 13^{mm} dick, während die obere Fortsetzung 10^{mm} Blechstärke hatte. Auch die Decke der Arbeitskammer bestand aus 10^{mm} Blech. Darauf liegen, nach Fig. 541 und 543, 4 Gitterträger C von 5,38^{m} Höhe in 3,9^{m} Abstand von einander, zwischen denen sich 13 Blechträger E von 0,9^{m} Höhe

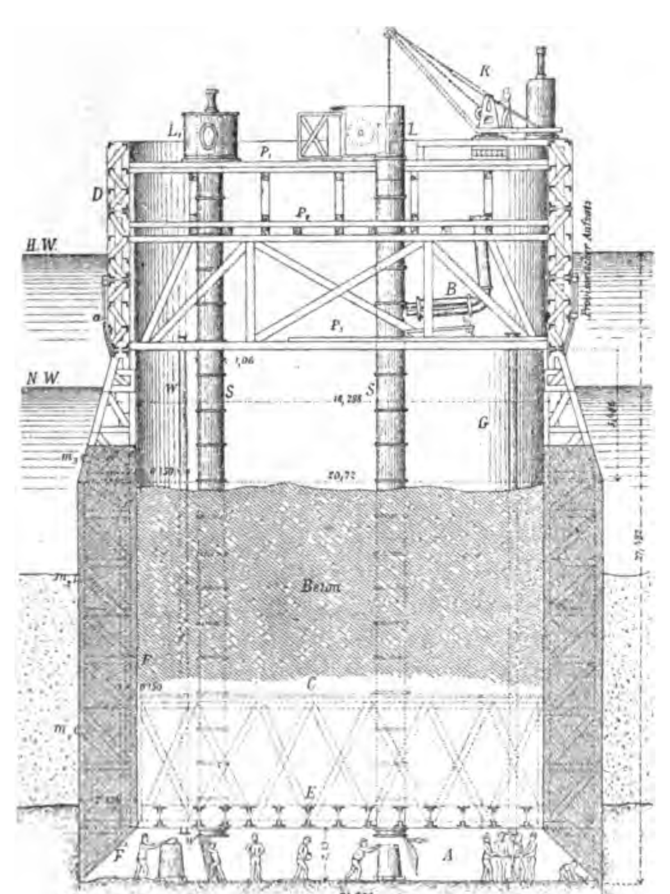


Fig. 543. Caissonsenkung bei den Queensferry-Pfeilern.

befinden. Die Wände der Arbeitskammer sind durch 28 Consolen aus 6^{mm} starkem Blech und Winkeleisen verstärkt. Die Arbeitskammer hatte durch die doppelte Wand mit den Consolen die Form eines Kegelsturzes und der keilförmige Raum zwischen den Wänden war mit Beton ausgefüllt. Nach Fig. 542 ist die Aussenwand auf halber Höhe durch einen horizontalen Winkeleisenring und der äussere Fuss durch 3 Winkeleisenringe und einen Blechring verstärkt. Mit der äusseren Luft stand die Arbeitskammer, nach Fig. 541 u. 543, durch 2 Förderschächte S und einen Einsteigeschacht S_1 in Verbindung; diese hatten 1,06^{m} Durchmesser und trugen am oberen Ende die Luftschleusen L.

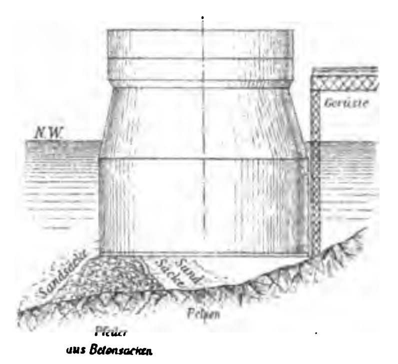


Fig. 514. Senkung der südl. Inchgarvie-Caissons.

Beim Aufsitzen des Senkkastens auf der Flusssohle wurden die Arbeitskammer und zum Theil auch die Schächte mit Schlamm gefüllt, da die obersten Bodenschichten aus Schlamm bestanden. Die Entfernung des eingedrungenen Schlammes geschah vor Einleitung des normalen pneumatischen Verfahrens dadurch, dass Arbeiter unter Luftdruck in einen Schacht niederstiegen und zunächst mittelst Eimer so viel Material durch die Luftschleuse entfernten, dass in der Arbeitkammer genügender Raum geschaffen war, um die Massen durch besondere Ejectorrohre zu entfernen. Nachdem die Arbeitskammer frei gemacht war, wurden diese Rohre beseitigt, und das Material, so lange man sich bis zu ca. 6^{m} Tiefe noch in losem Boden befand, durch 3 Ejectorrohre F, Fig. 541 und 543, emporgefördert, für die das nöthige Wasser durch 3 Rohre W eingepresst wurde. Die Ejectorrohre hatten 3 in verschiedenen Höhen angebrachte Mündungen m_1, m_2 und m^3, Fig. 543, die im Verhältniss des Caissoneindringens in Wirksamkeit traten; man sparte dadurch an Pressluft, indem die Förderung nicht die ganze Zeit durch das lange Rohr zur obersten Mündung stattfinden musste.

War man auf festen Grund gekommen, so begann die Materialförderung mittelst Eimer von 0,9^{m} Durchmesser und 0,8^{cbm} Inhalt durch die Luftschleusen. Diese waren von Backer & Arrol construirt und hatten am obern und untern Ende horizontale Schiebethüren. Nachdem der Eimer hochgehoben war, wurde die untere Schiebethür geschlossen und die obere geöffnet, worauf der Drehkrahn K, Fig. 543, den Eimer hob und über Bord entleerte. Die Aufgrabung des härteren Bodens geschah durch einen von Arrol construirten hydraulischen Spaten, der hier gute Dienste leistete. Mit 27 Mann, die zugleich in der Arbeitskammer beschäftigt zu sein pflegten, und 4 hydraul. Spaten wnrde täglich eine Senkung von ca. 0,3^{m} erreicht, was einer täglichen Leistung von etwa 4^{cbm} pro Mann entspricht.

Bei einem der 4 Queensferry-Pfeiler ereignete sich ein Unfall. Nachdem nämlich der Senkkasten zur Versenkungsstelle gebracht, theilweise mit Beton gefüllt und am äusseren Blechmantel so weit verlängert worden war, dass er 4^{m} über der Wasserfläche stand, trat in der Nacht vom 1. Januar 1885 ein ungewöhnlich niedriges Ebbewasser ein, in Folge dessen der Kasten die Flusssohle berührte und in dieselbe so weit eindrang und anklebte, dass er bei der folgenden Fluth nicht mehr gehoben wurde. Nun überspülte ihn das steigende Wasser, welches dann bei der folgenden Ebbe nicht auslaufen konnte, weil die Ablassventile ihren Dienst versagten. Sodann neigte sich der Kasten ca. 30° gegen die Verticale und verschob sich von der richtigen Lage um

ca. 4,5 m. Das Wiederaufrichten und Flottmachen dieses Senkkastens erforderte mehr als 9 Monate Zeit.

Bei der Senkung dieser Caissons ergab sich auch die Schwierigkeit, dass der Boden nach Fig. 544 hier ausg eneigtem Felsen bestand, so dass der Kasten beim Niederlassen auf denselben nicht aufsitzen konnte. Um den Kasten dennoch sicher zu unterstützen, bildete man an der tieferen Seite aus versenkten Sandsäcken einen Damm und zwischen den Sandsäcken 2 Pfeiler aus Betonsäcken, die mehr Sicherheit boten. In diesem Damme liess man 3 Breschen frei, um die Sandsäcke hindurchschieben zu können und die Luft entweichen zu lassen. Ausserdem wurden im Innern 2 Pfeiler aus Sandsäcken zur Stützung der Decke aufgeführt. Auf diese Weise konnte der Senkkasten nach geschehener Sprengung auf der höheren Seite durch allmälige Entfernung der Säcke gesenkt werden.

Die Füllung der Arbeitskammer mit Beton geschah durch besondere, in die Förderschächte eingelegte Röhren von 45 cm Weite, die oben und unten mit Klappen versehen waren. Die Röhre wurde bei geschlossener unterer Klappe gefüllt, worauf nach Schliessung der oberen Klappe die Entleerung in die Arbeitskammer stattfand. Nachdem die Arbeitskammer gefüllt war, wurden die Schachtrohre entfernt und der ganze obere Theil des Senkkastens bis 30 cm über Niedrigwasser mit Beton gefüllt. Der bei diesen Luftdruckgründungen angewendete Ueberdruck betrug 1,3 bis 2,45 Atmosphären. Bei den Queensferry-Pfeilern war jedoch in den bis zu 27 m tiefen Lagen zufolge der Dichtigkeit des Thonbodens ein Ueberdruck von etwa $^1/_2$ Atm. genügend, um die Arbeitskammer trocken zu halten.

In Folge von Abweichungen vom ursprünglichen Projecte stellten sich die Baukosten der Brücke auf rund 2857000 Pf. St. = 57140000 ℳ.; hiervon entfallen auf die Fundirungen ca. 800000 Pf. St. = 16000000 ℳ.

Fig. 545. Kaimauer in Antwerpen.

Die Kaimauern im Hafen zu **Antwerpen** wurden 1877 begonnen und mussten auf eine grosse Länge in dem Flussbette der Schelde, etwa 100 m vom Ufer entfernt und in Wassertiefen von 8 bis 12 m unter Niedrigwasser, oder 14 bis 18 m unter Hochwasser, bei 1,9 m Strömung pro Secunde, erbaut werden. Die franz. Unternehmer Couvreux & Hersent haben die Fundirung dieser Kaimauer mittelst Luftdruckgründung in Abtheilungen von 25 m Länge ausgeführt, mit Hilfe einer schwimmenden Rüstung, deren Querschnitt in Fig. 545 dargestellt ist.

Damit die Kosten der Fundirung möglichst niedrig blieben, ist nur der untere

Theil der Caissons mit den Arbeitskammern vergraben, während man die obere Umhüllung, worin das Mauerwerk in freier Luft ausgeführt wurde, nach Vollendung einer Mauerstrecke abnahm und wieder verwendete. Jeder der versenkten Caissons hat bei 25^{m} Länge, 9^{m} Breite und, je nach der Tiefenlage der tragfähigen Bodenschicht, eine Höhe von 2,5 bis 6^{m}, von denen 1,9^{m} auf die Arbeitskammer entfallen. Die Decke dieser Kammer bestand aus 6^{mm} starkem Bleche, worüber in 1^{m} Abstand von einander Querträger liegen und die im Arbeitsraume angebrachten Consolen zur Aussteifung der verticalen Caissonwände dienten. Die Decke trug in der Mitte den Einsteigeschacht und ausserdem noch 4 Schächte zum Einbringen des Betons. An der obern Caissonkante war ringsum ein Winkeleisen mit Bolzenlöchern angebracht, woran der 12^{m} hohe und ca. 160^{t} schwere provisorische Doppel-Mantel (**batardeaux**) befestigt war. Der Zwischenraum zwischen den beiden Wandungen des Mantels betrug 0,5^{m}, so dass der Mantel im Lichten 24^{m} Länge und 8^{m} Breite behielt. Nach Fig. 545 bildete der unterste Manteltheil einen umlaufenden Gang von 1,5^{m} Höhe, der zur Aufnahme der Arbeiter diente, die den Mantel mit dem Caisson zu verbinden und nachher zu lösen hatten. Dieser Gang war nach 3 Seiten dicht abgeschlossen, während sich in der 4. Seite 360 Löcher für die Befestigungsschrauben befanden. Durch Eintreiben von comprimirter Luft konnte man das Wasser beseitigen und durch besondere Schächte mit Luftschleusen den Umgang für die Arbeiter zugänglich machen. Die Dichtung der Fuge wurde dadurch bewirkt, dass man 2 Kautschukstreifen zwischen die beiden Berührungsflächen legte. Oberhalb des Ganges bildeten 26 verticale und horizontale Rippen die Versteifung des 6—12^{mm} starken Aussenmantels. Oben war der Innenmantel nach Fig. 545 quer durch 12 und der Länge nach durch 2 starke Träger von 3^{m} Höhe abgesteift. In dem 9^{m} hohen Raume zwischen diesen Trägern und der Caissondecke wurden in 1,5^{m} Abstand noch provisorische Absteifungen eingesetzt. Die Caissons sind am Ufer zusammengesetzt und sodann an die Versenkungsstelle bugsirt. Das Gesammtgewicht eines Caissons mit Schutzmantel und allem Zubehör soll nur 200^{t} betragen haben.



Fig. 546. Brücke über den Minnesund bei Minne.

Das schwimmende Gerüst diente zunächst zum Aufsetzen und Abheben des Mantels, was durch 12 elastisch aufgehängte Flaschenzüge bewirkt wurde, die je 5 Kettenzüge hatten. Die Ketten wurden auf Wellen gewickelt, welche durch eine Dampfmaschine gleichmässig angetrieben wurden. Die beiden Schiffe trugen auch alle für die Fundirungs- und Bauarbeiten nöthigen Maschinen, nämlich das eine Schiff trug eine 25 pferd. Dampfmaschine zum Betriebe zweier Gebläsemaschinen, von denen jede stündlich 300^{cbm} Luft liefern konnte, ausserdem noch 2 Dampfmaschinen zum Heben der Baumaterialien; auf dem andern Schiffe befand sich eine Dampfmaschine zum Betriebe der Mörtelmaschine und der

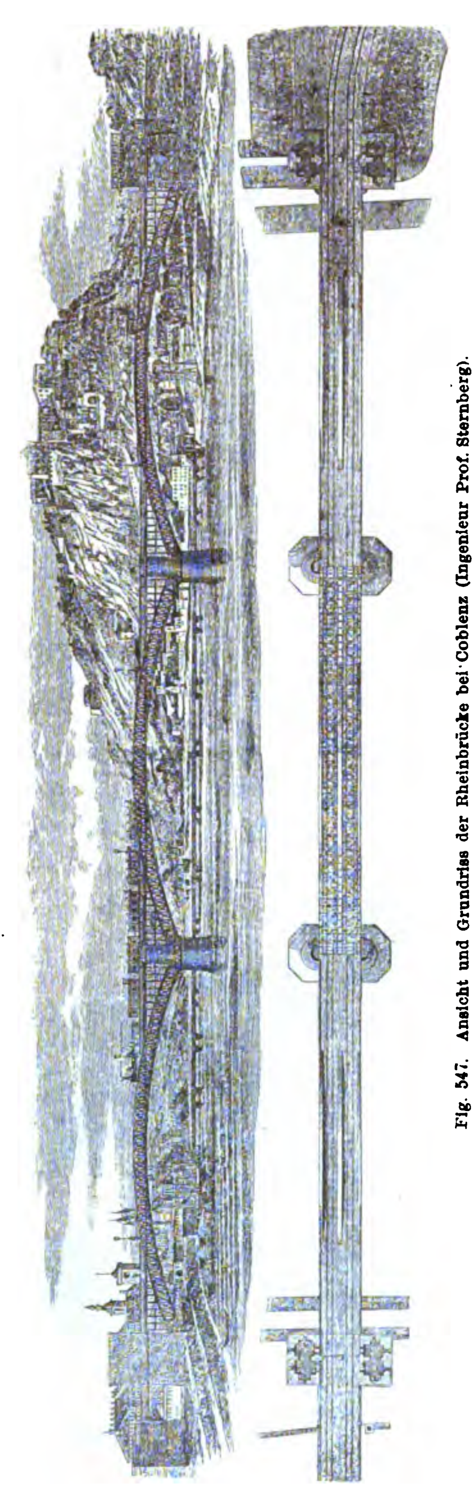
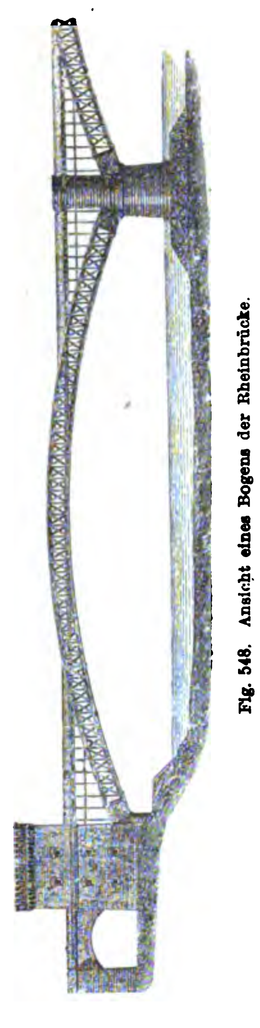


Fig. 547. Ansicht und Grundriss der Rheinbrücke bei Coblenz (Ingenieur Prof. Sternberg).

Pumpe für einen Ejector; der letztere hatte den Abtragsboden zu beseitigen *(Engineering 1889, II, S. 280).*

Die von Christiania nach Drontheim führende Nordbahn war bis 1880 in der Strecke Eidsvold-Hamar unterbrochen und musste diese Strecke per Dampfschiff auf dem Vormen- und dem Mjösen-See zurückgelegt werden. In der 1880 eröffneten, diese Strecke schliessenden Bahnlinie ist die Brücke über den Ausfluss des Vormen in den Mjosensee bei Minne das Hauptobject. Diese 1879—80 erbaute Brücke, für welche Harkort in Duisburg die Eisenconstruction lieferte, ist ein ausserordentlich imposantes Bauwerk. Diese Minnebrücke hat eine Oeffnung von 63^m, eine von 40^m und 13 Oeffnungen von je 20^m Spannweite. Die grosse Oeffnung ist nach Fig. 546 durch schöne Steinpfeiler begrenzt und durch Halbparabelträger mit 3theiligem Fachwerk überspannt; im Uebrigen sind Parallel-Gitterträger und, mit Ausnahme des die 40^m Oeffnung von den 20^m Oeffnungen trennenden obeliskartigen Pfeilern, schmiedeeiserne Gitter-Pendelpfeiler angewendet. Die Kosten der Brücke betragen für: Fundirungen (Pfahlrost) 30980 *M.*, Maurerarbeiten (38,4 *M.* pro 1^{cbm}) 108870 *M.*, Eisenconstructionen (pro Tonne 269 *M.*) 179670 *M.*, Rüstungen (pro 1 Tonne Eisen 12 *M.*) 8020 *M.*, Fracht und Montirung (pro 1 Tonne Eisen 47,4 *M.*) 31640 *M.*, Anstrich (pro 1 Tonne Eisen 6,5 *M.*) 4340 *M.*, Verschiedenes 18590 *M.*, zusammen 382110 *M.* *(Wochenblatt für Architekten und Ingenieure 1883, S. 115).*

Zwei der schönsten Bogenbrücken sind in Fig. 547 bis 550 dargestellt; dies sind die **Rheinbrücke** bei Coblenz und die **Mississippibrücke** bei St. Louis. Die erstere diente bei der lelzteren als Vorbild. Von der Coblenzer Rheinbrücke giebt Fig. 547 eine Ansicht und den Grundriss, während Fig. 548 einen Bogen derselben und Fig. 549 den Grundriss eines Strompfeilers zeigt. Diese schöne Brücke wurde in den Jahren 1865—67 von Prof. Sternberg erbaut. Die Bogen haben am Kämpfer ca. 96^m Lichtweite und die Strompfeiler ca. 8^m Kronenbreite.

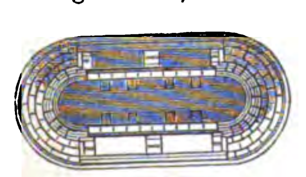

Fig. 548. Ansicht eines Bogens der Rheinbrücke.

Die **Mississippibrücke** bei St. Louis wurde im Jahre 1869 vom Capitän J. B. Eads begonnen und mit einem Kostenaufwande von 20,5 Millionen ℳ. ausgeführt. Die mittlere Bogenöffnung hat 158,5^{m} Weite und 14,5^{m} Pfeilhöhe, während die beiden Seitenöffnungen 153^{m} Weite haben. Die Pfeiler sind pneumatisch bis auf den Kalkfelsen gesenkt. Fig. 551 giebt den Grundriss und Horizontalschnitt des Caissons *(nach dem Berichte von J. B. Eads im „Engineering" Dec. 1870 und Jan. 1871. — Deutsche Bauzeitung 1871, S. 273. — Zeitschr. des österr. Ing.- und Archit.-Vereins 1874, S. 75).* Die Differenz zwischen Hoch- und Niedrigwasser beträgt bei St. Louis 12,6^{m} und der Kalkfelsen lag am östlichen Strompfeiler 38,9^{m} unter Hochwasser; derselbe ist mit einer mehr als 20^{m} mächtigen Sandschicht überdeckt und in dem Sandbette kamen durch die Hochfluthen so ausserordentliche Auskolkungen vor, dass eine sichere Fundirung nur auf dem Felsen erfolgen konnte.



Fig. 550. Mississippi-Brücke bei St.-Louis (Ingenieur Cap. J. B. Eads).

Vom östlichen Strompfeiler der Mississippibrücke zeigt Fig. 552 einen Querschnitt; darin bezeichnen *a* die Luftschleusen, *c* die Sandpumpenausgüsse und *e* die unteren Theile der Sandpumpen; *f* ist der mit einer Wendeltreppe versehene Haupteinsteigeschacht, *i* sind die Balkenwände, *l* die Arbeitskammern und *s* hölzerne Steifen, die den 10^{mm} starken Blechmantel gegen das Pfeilermauerwerk absteifen. Dieser Caisson des östlichen Strompfeilers hat eine Grundfläche von 372^{qm}, eine lichte Höhe von 2,75^{m} und danach einen Rauminhalt von 1023^{cbm}. Die Seitenwände und die Decke des Caissons bestehen aus Eisenblech und Winkeleisen und der ganze Raum war durch die beiden Balkenwände *i* in 3 Kammern getrennt, wovon jede durch 2 Einsteigeschachte *a* von 1,44^{m} Durchmesser zugänglich war, während in die mittlere Kammer noch ausserdem ein mit einer Wendeltreppe versehener Schacht von 3,05^{m} Weite hinabführte. Abweichend von den bisherigen Anordnungen sind die Luftschleusen hier zuerst am **untern Ende** der Schächte innerhalb der Luftkammern angebracht, wodurch nicht allein der mit comprimirter Luft


Fig. 549.

zu füllende Raum bedeutend verringert und das Abnehmen und Aufsetzen der Luftschleusen beim Tiefersenken des Pfeilers vermieden wird, sondern auch der nicht zu

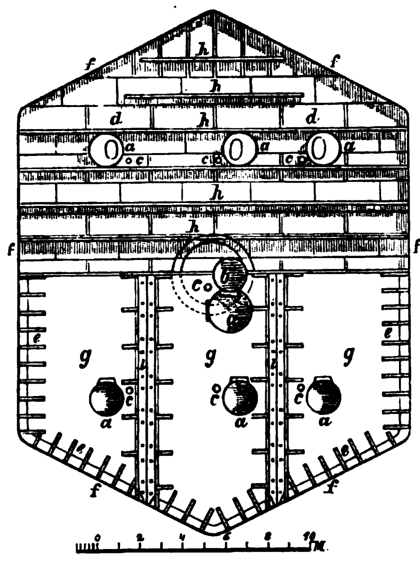


Fig 551. Grundriss und Horizontalschnitt des Caissons.
a. Luftschleusen, *b.* Haupteinsteigeschacht, *c.* Sandpumpen, *d.* Decke von Eisenblech, *e.* Absteifungs-Consolen, *f.* 10 mm starke Seitenwände des Caissons, *g.* Luftkammer, *h* eiserne Deckenträger.

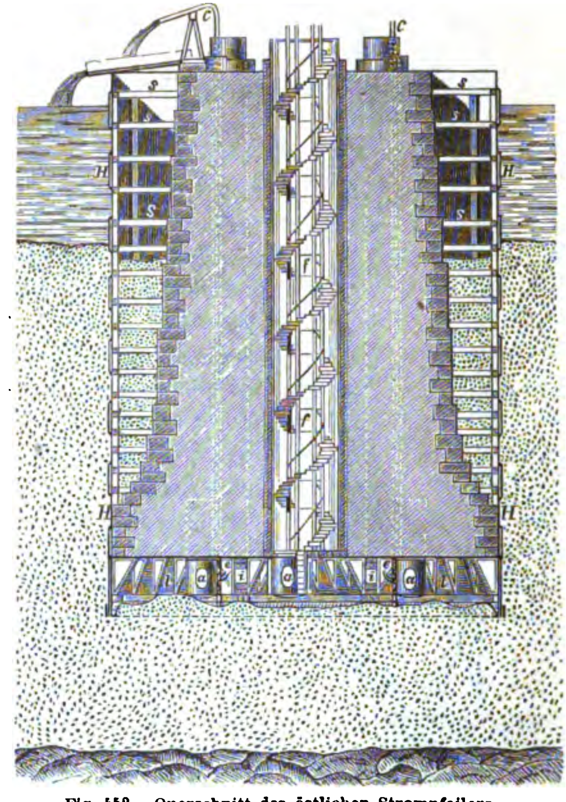


Fig. 552. Querschnitt des östlichen Strompfeilers.

unterschätzende Vortheil eintritt, dass die Arbeiter beim Hinab- und Hinaufsteigen nicht dem starken Luftdrucke ausgesetzt sind; hierbei ist freilich die Gefahr möglich, dass die Luftschleusen durch Hochfluthen von oben her unter Wasser gesetzt werden können. Das Versenken des Caissons geschah beim Beginn der Arbeit von einem festen Gerüste aus, zwischen Leitpfählen und an Schrauben, indem man die Herstellung des Mauerwerkes mit Granitumkleidung auf der Caissondecke begann, wobei die Schachte im Mauerwerk ausgespart und mit 33 bis 56^{cm} starkem Ziegelmauerwerk ausgekleidet wurden. Trotzdem die Schachte sich inmitten des starken, sorgfältig mit hydraulischem Mörtel ausgeführten Mauerwerks befanden, bedurften sie doch noch einer Ausfütterung mit Holz, die nach Art der Fassdauben eingebracht wurde, um vollständig wasserdicht zu werden. Das Herausschaffen des Sandes beim Senken des Caissons geschah durch 7 Sandpumpen *c*, welche unter einem Wasserstrahl von 10,6^{kg} Druck pro ^{qcm} arbeiteten (vergl. Seite 48). Eine Sandpumpe von ca. 9^{cm} Durchm. konnte pro Stunde 15,3^{cbm} Sand auf eine Höhe von 36^{m} fördern.

Ueber dem Caisson ist nun um den ganzen Pfeiler, zur Abhaltung des Wassers, ein bis über den Wasserspiegel hinaufreichender 10^{mm} starker Blechmantel aufgeführt, der gegen das Mauerwerk durch hölzerne Steifen *s* und durch Sandfüllung abgesteift worden ist. Dieser Mantel konnte natürlich entbehrt werden, wenn nur die Einsteigeschächte gegen das Eindringen des Wassers gesichert waren. Man hat ihn dann auch bei dem später angefangenen westlichen Strompfeiler weggelassen, nur hielt man für nothwendig, ihn noch 6^{m} über die Luftkammer hinaufzuführen, um dieser gehörige

Steifigkeit zu geben. Man wollte die Oberfläche des Pfeilermauerwerks beim Senken stets über Wasser halten, was sich jedoch bis zu Ende nicht durchführen liess, weil die Granitlieferanten den Lieferungstermin nicht einhielten. Der östliche Mittelpfeiler schwebte noch 1,83^{m}, der westliche noch 3,6^{m} über dem Felsen, als der Wasserspiegel die Oberfläche des Mauerwerks erreichte. Mit dem weiteren Senken zu zögern erschien unzulässig, auch konnte man beim östlichen Pfeiler unbedenklich damit fortfahren, weil der Blechmantel das Wasser abhielt; als jedoch der Pfeiler schon auf dem Felsen aufstand und die Luftkammer ausgemauert wurde, schwoll der Strom so stark an, dass der Wasserspiegel 5,94^{m} über dem Mauerwerke stand, wobei der Blechmantel tief unter Mauerwerk einen Leck erhielt, der nicht gestopft werden konnte. Der obere Theil des Mantels wurde nun weggenommen und um den Pfeiler ein hölzerner Kasten als Fangedamm angebracht, welcher von oben an 4 Schichten des Pfeilermauerwerks umfasste und mittelst eines grossen Kissens zwischen Kasten und Mauerwerk abgedichtet war. Das Wasser oberhalb des Mauerwerkes konnte nun abgepumpt und, nachdem der Granit angekommen war, das Mauerwerk vollendet werden.

Der Luftdruck im Caisson entsprach ziemlich genau der Tiefe der Sohle unter dem Wasserspiegel. Als der Caisson erst wenig in den Sand eingedrungen war, entwich die eingepresste Luft in einigen bedeutenden Strömen unter den Seitenrändern der Glocke; bei tieferem Eindringen setzte der Sand dem Entweichen der Luft grösseren Widerstand entgegen, so dass die Luft nur noch in einzelnen Blasen bis 20^{m} Abstand vom Blechmantel auf der Wasserfläche hervorperlte. Aus dem Sande in der Sohle des Caissons wurde das Wasser vollständig ausgetrieben und zwar noch 20^{cm} tiefer, als der untere Rand des Caissons hinabreichte. Die grösste Luftspannung im Caisson betrug 3,5 bis 3,6^{kg} pro ^{qcm}, oder ungefähr 3$^{1}/_{2}$ Atmosphären. Dieser hohe Druck veranlasste bei ca. 30 von den 352 im Caisson beschäftigten Arbeitern ernstliche Erkrankung und 12 von diesen starben. Als bei zunehmender Tiefe die Erkrankungsfälle häufiger wurden, richtete man neben dem Pfeiler ein Hospitalboot ein, in welchem beständig ein Arzt war, der die Arbeiter täglich vor dem Einsteigen untersuchte. Die Krankheitserscheinungen bestanden in vorübergehenden Schmerzen der Ohren beim Eintritt in die comprimirte Luft, in Lähmung der Beine, der Arme und des Unterleibes. Wirksamen Schutz glaubten die Arbeiter durch galvanische Ketten aus Silber- und Zinkplättchen zu finden, welche sie um die Arme, Handgelenke, Enkel, um den Leib und unter den Fusssohlen trugen. Der Berichterstatter glaubte indess, dass nur die lange Arbeitszeit in der comprimirten Luft die üblen Folgen veranlasste und als die anfänglich 4 Stunden betragende Arbeitszeit mit zunehmender Tiefe auf **eine** verringert war, traten keine Erkrankungen mehr ein.

Nachdem die eine Ecke des Caissons den nahezu horizontalen Fels erreicht hatte, wurden zunächst überall die Unterkanten des Caissons mit Beton unterfüllt und darauf der ganze Raum in ca. 25^{cm} starken Lagen ausbetonirt, wobei der Beton im Innern der Luftkammer bereitet wurde.

Für den östlichen Widerlagsgfeiler wurde später der Caisson ganz aus bestem vollkantig geschnittenem Eichenholze hergestellt und nur mit Eisenblech umhüllt. Die 22,25^{m} lange und etwa ebenso breite Decke des Caissons ist 1,47^{m} stark; die 3,05^{m} hohen Seitenwände sind oben 2,59^{m} und unten 0,46^{m} stark. Ausserdem wird der innere Raum des Caissons noch durch 2, oben 3,05^{m} und unten 1,06^{m} starke Scheidewände getrennt. Die Luftschleusen erhielten einen grösseren Durchmesser, um die oft bedeutende Arbeiterzahl, welche in denselben dichtgedrängt sich einige Minute aufhalten muss, reichlicher mit atmungsfähiger Luft zu versehen. In dem Hauptschachte

wurde ausser der Treppe noch ein Aufzug für die Arbeiter eingerichtet, weil man gefunden' hat, dass gerade das Steigen der hohen Treppe nach Beendigung einer Arbeitsschicht im Caisson schädlich auf die Gesundheit der Arbeiter einwirkte. Die

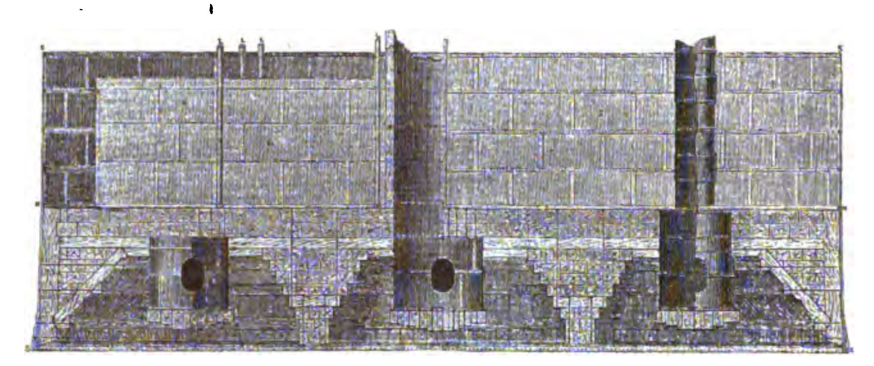


Fig. 553. Querschnitt des hölzernen Caissons.

Kerzen, welche in der comprimirten Luft sehr schnell und mit starkem Qualm consumirt wurden, brannten in diesem Caisson hinter starken Glasglocken an der Decke, ähnlich wie in den Eisenbahnwaggons, welche durch Röhren oder Schornsteine mit der äussern Atmosphäre in Verbindung standen. Die Ausfüllung der Luftkammer wurde beim östlichen Widerlagspfeiler einfach und billig mit Sand bewirkt. Nachdem nämlich der Rand des Caissons, da wo er nicht genau auf dem Felsen aufstand, mit Beton 1,2^{m} breit unterstopft und so überall ein dichter Anschluss erreicht war, liess man die comprimirte Luft aus der Luftkammer entweichen und das Wasser eindringen. Nun wurde durch die verschiedenen nach der Luftkammer hinabführenden Schächte Sand hineingeschüttet, bis die Kammer nahezu gefüllt war. Hierauf wurde das Wasser wieder durch comprimirte Luft verdrängt und der gebliebene Zwischenraum zwischen dem Sand und der Decke der Kammern mit festgestampftem Beton geschlossen. In dieser Weise waren nur etwa 150^{cbm} erforderlich, während man zu dem östlichen Strompfeiler 1023^{cbm} nöthig hatte.

Die grosse Hängebrücke über den **East-river** zwischen New-York und Brooklyn hat eine Gesammtlänge von 1826,6^{m}, von welcher 1053,7^{m} in den 3 Brückenöffnungen aufgehängt sind. Die Spannweite zwischen den Mitten der beiden Strompfeiler beträgt 487,7^{m}; zwischen den Strompfeilern und der Flucht des Verankerungsmauerwerkes je 283,7^{m}. Die lichte Höhe der Brückenfahrbahn über Hochwasser beträgt in der Mitte 41,1^{m}, welche Höhe die Rheder noch als zu gering ansehen. Ohne das Fundament besitzen die aus Granit und Kalkstein bestehenden Mittelpfeiler eine Gesammthöhe von 107,8^{m} und ein Pfeiler enthält 33600^{cbm} Mauerwerk. Das auf dem Holzcaisson lastende Gewicht, incl. Oberbau, beträgt 94000 Tonnen und pro ^{qm} entfällt auf die Fundamentsohle ein Druck von 71 Tonnen, auf die Oberfläche des Caissons ein solcher von 109 Tonnen, auf das Mauerwerk ein Druck von 147 Tonnen. Die Kosten dieser Brücke wurden von dem Erbauer A. Röbling ursprünglich auf 16 Millionen Mark geschätzt, im Jahre 1868 aber auf 28 Millionen Mark angegeben. Sein Sohn W. Röbling revidirte 3 Jahre nach Beginn des Baues 1872 die Rechnung seines Vaters und gab als wahrscheinliche Totalkosten 38 Millionen Mark an; auch diese zu niedrige Summe wurde 1875 auf 52 Millionen Mark als zu veranschlagenden Betrag ergänzt *(Scientific American 1874, S. 63; ferner Suppl. 1876, Mai, S. 289, sowie 1877, Februar und März, S. 65 und 143)*. Die aufgehängte Eisenconstruction

hat eine Breite von 25,93m; durch 6 eiserne Fachwerkträger, von denen die beiden mittleren 3,66m, die übrigen 2,44m Höhe haben, wird die ganze Planiebreite in 5 Längenstreifen getheilt. Die äussern Streifen sind je 5,5m breit und enthalten jede 2 Pferdebahngeleise und eine gewöhnliche Fahrstrasse; die nächsten innern Streifen haben 4m Breite und enthalten die beiden Gleise für die Personenzüge; der mittlere fünfte Planiestreifen ist 4,6m breit und für Fussgänger bestimmt, er liegt 1,5m höher als die Fahrbahn. Die 4 Hauptkabel von denen die beiden mittleren nahe an einander hängen, haben je 40cm Durchmesser und bestehen aus galvanisirtem harten Gussstahldraht von 11200kg Festigkeit pro qcm Querschnitt. Das Gewicht der Gesammtconstruction, einschliesslich der Kabel, beträgt etwa 5000 Tonnen. Die zur Verankerung der Kabel dienenden Mauerkörper enthalten je über 40000cbm Mauerwerk, auf der Brooklyner Seite ist dieser Körper auf einem liegenden, auf der New-Yorker Seite auf einem Pfahlroste fundirt.

Der Caisson des Strompfeilers an der Brooklyner Seite wurde zuerst versenkt, am 1. Dec. 1870 als der Caisson nur noch 0,8m gesenkt werden musste, bemerkte man, dass die Wergkalfaterung in den Fugen in Brand gerathen und durch den starken Luftdruck auf 1qm Fläche tief ins Innere des Holzwerkes gedrungen war. Man hielt das Feuer bald für gelöcht und entdeckte erst am andern Morgen, dass es noch brannte und sich über 10qm Fläche ausgedehnt hatte. Da keine Flamme sichtbar war, konnte man das Feuer erst durch Bohren von 90cm tiefen Löchern wahrnehmen. Man trieb nun 20 Minuten lang Wasserdampf in die Fugen, jedoch ohne Erfolg. Darauf entschloss man sich rasch, den ganzen Caisson unter Wasser zu setzen und einige Tage so zu belassen. Die Wiederherstellungsarbeiten kosteten über 2000 ℳ. Bei diesem Caisson war das Holzwerk im Ganzen 7 mal in Brand gerathen, weshalb man den später gesenkten Caisson an der New-Yorker Seite im Innern mit Eisenblech bekleidet hat *(Engineering 1870, S. 31 und December S. 484).*

In der Höhe der Wasserlinie hat der Strompfeiler an der New-Yorker Seite 35m Länge und 18m Breite. An dem Oberrande des Holzfundamentes sind diese Dimensionen 48m und 23,5m, während die Basis der Fundirung 52,4m $\times$ 31,1m beträgt. Dieser Pfeiler musste 120m vom Ufer im Wasser fundirt werden, doch liess sich das Bett in einer Tiefe von 11m unter Hochwasser ohne Schwierigkeiten ebnen. Angestellte Bohrversuche ergaben, dass der Gneisfels 23,5m bis 28m unter Hochwasser lag. Die durchbohrten Schichten bestanden aus 4m schwarzen Schlamm, 1,8m Grobsand, 1,8m Kies und 4,5 bis 6m Triebsand mit grossen Steinblöcken untermengt. Der 52,4m lange, 31,1m breite Caisson ist aus harzreichem gelben Fichtenholz gebaut. Die geneigten 2,9m hohen Seitenwände verjüngen sich nach der Unterkante hin und sind hier 20cm breit aus Gusseisen hergestellt und aussen mit Kesselblech armirt, während die Caissondecke aus 4 Lagen quadratischer Fichtenbalken von 32cm Seite bestand; später wurden noch 7 Holzschichten mit Beton der Decke hinzugefügt, so dass die ganze Decke schiesslich 6,71m dick war. Alle äusseren Fugen wurden sorgfältig kalfatert und durch Filz, Zinn und kreosotirtes Holz geschützt. Die 3m hohe Luftkammer war durch 5 Hauptscheidewände in 6 Kammern von 31m Länge und 7,6 bis 9m Breite getheilt. Die einzelnen Kammern waren durch Oeffnungen mit einander verbunden. Der Raum zwischen der dünnen 241½qm messenden mit 6000 Schraubenbolzen befestigten Blechauskleidung im Innern der Luftkammer und dem Holzwerk wurde mit Cement ausgefüllt. Die in 2 Reihen angeordneten Doppelluftschleusen, welche 2m Durchmesser und 2,4m Höhe hatten, fassten je 30 Mann, so dass auf einmal 120 Mann ausgeschleust werden konnten; sie waren derart in die Caissondecke eingebaut, dass

die untere Hälfte 1,2^{m} in die Luftkammer hineinreichte, die obere dagegen mit einem 2^{m} langen Gange communicirte, welcher je 2 Schleusen mit einander verband. Nach oben hin erweiterte sich dieser Gang zu einem runden Treppenhause aus Kesselblech von 2,6^{m} Durchmesser, in welchem die Arbeiter ohne ermüdendes Leiterklettern ab- und aufsteigen konnten. Der Gedanke, die Luftschleusen unten anzubringen, war schon früher von Anderen angeregt, jedoch zuerst von Eads bei den St. Louis-Caissons ausgeführt worden. Die Beleuchtung des Caissons geschah durch 60 Gasbrenner, für jede Kammer 10 Flammen; Seitenwände und Decke des Caissons waren weiss angestrichen. Eine oben angebrachte Gaspumpe presste das Gas in einen unteren Behälter und nach Maassgabe der Füllung des letzteren drückte das Gas eine Wassersäule in den oberen Behälter. Der Gasdruck betrug 1 bis 2 Atmosphären mehr als der Luftdruck und bei 2,5^{kg} Luftdruck pro ^{qcm} gab ein Brenner der stündlich 30 Liter Gas consumirt, ebensoviel Licht, wie ein 120 Liter-Brenner, bei atmosphärischem Luftdrucke. In Folge der Gasbeleuchtung blieb die Luft im Caisson sehr rein und die Kosten betrugen nur $^1/_3$ von denen der Kerzenbeleuchtung.

Der New-Yorker Caisson musste, da die Stromgeschwindigkeit 1,8^{m} betrug, innerhalb eines 7,63^{m} hohen Fangedammes versenkt werden. Auf die im Ganzen 6,71^{m} hohe Caissondecke sind 25 Steinschichten in einer Gesammthöhe von 15,3^{m} und 8940^{cbm} Inhalt verlegt worden, dessen Gewicht hinreichte, um die Senkungsarbeit beginnen zu können, wobei ein regelmässiger Schichtendienst von 70 Arbeitern und 7 Vorarbeitern zu je 4 Stunden eingerichtet wurde. Bei 2,5^{kg} Druck pro ^{qcm} reducirte man die Arbeitszeit von 4 auf 2 Stunden, zweimal des Tages. Einige Arbeiter konnten 6 Stunden lang die stärkste Pressung aushalten. Jeder Caissonarbeiter erhielt ein gedrucktes Exemplar von Verhaltungsregeln. Die Einwirkung des Luftdruckes auf die Arbeiter war nicht so schädlich, wie man vorausgesetzt hatte, nur in 2 Todesfällen konnte eine directe Wirkung des Luftdruckes constatirt werden. Während der Wintermonate konnte durch Dampfröhren die Temperatur innerhalb der Luftschleusen regulirt werden, um so die schädliche Einwirkung des jähen Temperaturwechsels auf die Lungen zu mildern.

Die 13 Burleigh'schen Luftcompressoren drückten die Luft durch ein 25^{cm} weites Hauptrohr nach einem Zwischenreservoir, von wo zwei 15^{cm} weite Röhren nach dem Caisson geleitet waren. Als der Ueberdruck 2,38^{kg} erreichte, gingen bei untergrabenem Caissonrande in der Minute bis zu 400^{cbm} Luft verloren und es musste die ganze disponible Kraft der Compressoren in Anspruch genommen werden. Die im Caisson befindliche Luft sollte nicht mehr als 0,33 bis 0,5 % Kohlensäure enthalten, welche durch die Arbeiter und durch das Leuchtgas producirt wurde. Zu diesem Zwecke mussten mindestens 8 Compressoren in Thätigkeit gesetzt werden, von denen jeder 60 bis 80 Spiele in der Minute machte und bei jedem Hube 0,084^{cbm} Luft lieferte.

Das Fördern der Schlamm- und Kiesschichten geschah ähnlich wie bei der Kehler Brücke in offenen Baggerschächten und es wurden täglich 200 bis 300^{cbm} gehoben. Durch die Decke des Caissons gingen aber noch 50 Röhren von 9 bis 10^{cm} Weite, die zum Ausblasen des Sandes dienten und im Prinzip schon vom General W. Smith und C. Martin angewendet waren. Der Apparat war einfach ein eisernes Rohr, was etwa 0,3^{m} in den Sand hineinragte und unter der Caissondecke mit einem Absperrhahn versehen war. Um das untere Röhrenende wurde der Sand aufgeschichtet und durch den Luftdruck bis zu einer Höhe von 12^{m} hinausgejagt, wobei die untermischten Kiesel mit hinausflogen. Man hatte hierbei den Vortheil, das zur Ventilation

erforderliche Luftquantum zugleich für die mechanische Arbeit des Sandausblasens zu benutzen. Bei einer Tiefe von 18,3^{m} und einem Luftdruck von 1,96^{kg} pro ^{qcm} erwies ein Versuch, dass ein 9^{cm} weites Rohr ca. 23^{cbm} Sand pro Stunde förderte, was der Leistung einer Arbeitercolonne von 14 Mann entsprach, die den Sand im Caisson zusammenschaufelten. Bei grösserer Tiefe und entsprechend vergrössertem Luftdrucke hatte man, um an Luft zu sparen, die Röhrendurchmesser für dieselbe Sandlieferung erst auf 76^{mm} und schliesslich auf 51^{mm} reducirt. Beim Austritt des Sandstromes versuchte man, denselben in die horizontale Richtung durch eiserne Knierohre abzulenken, diese wurden aber, trotzdem sie 48^{mm} Wandstärke hatten, in ein paar Stunden und oft sogar in wenigen Minuten durchgeschliffen. Endlich kam man darauf, schwere Granitblöcke schräg gegen die Röhrenenden zu stellen, und diese erwiesen sich genügend widerstandsfähig. Als man die mit Kieseln vermischten felsenharten Triebsandschichten erreicht hatte, konnten die Bagger nicht mehr benutzt werden. Man war nun ganz auf die Ausblaserohre angewiesen, bis man in den letzten 3^{m} Tiefe auf grobe Geröllstücke stiess, die sich auch durch Ausblasen nicht herausbringen liessen. Während der Senkungsfortschritt bis dahin 0,305^{m} in 16 Stunden betragen hatte, reducirte sich derselbe gegen das Ende auf 0,305^{m} bis 0,61^{m} in der Woche.

Bei 21,4^{m} Tiefe begann man den Grund durch Eintreiben von 3^{m} langen eisernen Stangen zu sondiren. Das Resultat liess auf eine sehr unregelmässige Felsenoberfläche schliessen. Da nun der Felsen mit festem und sehr harten Material von 0,61 bis 1,22^{m} Mächtigkeit überdeckt war, welches mindestens gleiche Tragfähigkeit wie der Beton hatte, so beschloss man auf demselben zu gründen. Die untere Fläche der Triebsandschicht hatte 6 % Neigung, weshalb man auf der Wasserseite 1,53^{m} tief in den festen Grund eindringen musste, bevor die Triebsandgrenze an der Landseite erreicht war. Schon bei 22,9^{m} Tiefe kamen Felsenspitzen zum Vorschein; diejenigen, welche sich in der Nähe der Caissonkanten befanden, wurden abgesprengt und der Grund 0,3^{m} hoch mit comprimirbarem Material überdeckt. In einer Caissonkammer blieb noch etwas Triebsand, der am Caissonrande durch einen mit Beton ausgefüllten Einschnitt abgegrenzt und so gegen das Hinausfliessen gesichert wurde. Beobachtuugen über die Reibung der Caissonwände am Erdreich ergaben, je nach der Versenkungstiefe und der Materialdichtigkeit 0,2 bis 0,3^{kg} pro^{qcm}. Bei einer Tiefe von 23,4^{m} berechnete sich die gesammte Reibung zu 6000 Tonnen, die gesammte zu tragende Last, einschliesslich des Mauerwerks, dagegen zu 53000 Tonnen. Bei dieser Tiefe betrug der Ueberschuss der Last über den Auftrieb der Luft, ausschliesslich der Seitenreibung 10,000 bis 12000 Tonnen bei Niedrigwasser. Oft wurde jedoch der Luftdruck so gering gehalten, das ein abwärtsgerichteter Kraftüberschuss von 15000 Tonnen verblieb.

Der bei 23,7^{m} Tiefe zur Ausfüllung der Luftkammer dienende Beton wurde oben bereitet und durch die Zuführungsschächte heruntergelassen. Die im Caisson verbliebene Sand- und Steinmasse gestattete eine Reduction des Betonvolumens auf 2521^{cbm} und der im Caisson sich noch zum Theil erstreckende Sand wurde ausgegraben und mit zum Beton verwendet. Die eigentliche Senkarbeit hatte Ende November 1872 begonnen und am 20. Juli 1873 war der Caisson mit Beton ausgefüllt. Nach Ausfüllung des Caissons stiegen die letzten Arbeiter durch die Wasserschächte heraus, die darauf auch ausgefüllt wurden *(Engineering 1872, II., S. 181, 198, 282 und 297; ferner 1873, I., S. 118, 134, 165, 198, 248, 254, 278, 296, 337, 381, 434, 458 und 1873, II., S. 306, 330, 349. Auch Zeitschr. des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereins 1874, S. 32 und 1877, S. 12).*

Die Poughkeepsie-Brücke über den **Hudson** wurde im Sept. 1876 von Seiten der „American Bridge Company“ begonnen, die den Bau vertragsmässig zu 14 1/3 Millionen Mark übernommen hatte. Diese Balkenbrücke hat 5 Spannweiten von je 160^{m}, die grösste Spannweite, welche bis damals überhaupt für Balkenbrücken zur Anwendung gekommen ist. Die Pfeiler sind pneumatisch auf hölzerne Caissons fundirt, dieselben hatten für die Landpfeiler 30,5^{m} Länge und 15^{m} Breite und übertragen auf die Fundamentsohle einen Druck von 38,2 Tonnen. Durch hölzerne Zwischenwände ist jeder Caisson in 40 Abtheilungen getheilt (*Railroad Gazette 1877, März, S. 100).*

Nach 14jährigen Erfahrungen des General W. S. Smith (*Journal of the Franklin Institute 1873, I., S. 415 und Engineering 1873, I., S. 391)* wird: 1) Sand oder Schlamm am billigsten mittelst des Luftdruckes durch eine Röhre gefördert. 2) Wo bequem Holz- und Steinmaterial zu haben ist, kann ein einziger zusammenhängender Caisson billiger durch eine weiche Bodenschicht gesenkt werden, als ein aus mehreren Cylindern bestehender Pfeiler. Ein Pfeiler aus Stein, auf einem solchen hölzernen mit guten Querverbindungen und festen Verschraubungen versehenen, mit Beton gefüllten Caisson gegründet, ist als die beste und billigste Brückenfundirung anzusehen. 3) Damit ein zu senkender Cylinder vertical bleibe, muss man darnach trachten, den Luftdruck, während der Cylinder der Untergrabung folgt, also in dem Momente der eigentlichen Bewegung, nicht kleiner werden zu lassen. 4) Um das Springen der Eisencylinder bei grosser Kälte zu verhüten, ist eine Ausfüllung mit Asphaltbeton 0,6 bis 1,5^{m} tief unter der Frostlinie zu empfehlen. 5) Da Beton in comprimirter Luft sich nicht gut zusammensetzt, so muss man denselben fertig gemischt von oben einbringen und durch ein besonderes Rohr Wasser über die einzelnen Lagen desselben leiten. Gewöhnlich reicht eine 1,5^{m} starke Betonschicht zur Abdichtung des Cylinders aus; der übrige Beton wird dann in freier Luft aufgebracht. General Smith brachte auch ein neues Verfahren für pneumatische Gründungen in Tiefen über 18^{m} in Vorschlag. Damit die Arbeiter sich nicht in der stark comprimirten Luft aufhalten müssen, wird der untere Theil des Cylinders durch eine horizontale Platte mit Mannloch und Ventil isolirt. Durch diese Scheidewand ragen in den untern Theil die Sandröhren hinein. Die unten zugeführte comprimirte Luft entweicht durch die Röhren und nimmt den Sand mit. Um die ganze Fundamentbasis mit den Röhrenenden bestreichen zu können, sind die Röhren gelenkartig mit der Scheidewand verbunden und teleskopisch zum Ausziehen eingerichtet.

Dieses Verfahren mag für grosse Tiefen unter Umständen ganz zweckmässig sein, denn der hohe Luftdruck ist für die Gesundheit der Arbeiter jedenfalls schädlich und nur sehr kräftige Leute können die starke Pressung unbeschadet ertragen; so z. B. konnten beim Fundiren der Brücke über die **Düna** bei Riga, die 5 Oeffnungen von je 82,96^{m} Lichtweite hat, bei der grössten Versenkungstiefe von 20^{m} die deutschen Arbeiter den Druck im Innern des Caissons nicht länger als 10 Minuten aushalten; man verwendete daher kräftige Russen, die den Druck ertragen konnten.

Bei neueren Brücken in Amerika hat man die hölzernen Caissons viel schwächer hergestellt, als früher üblich war. In Fig. 554 und 555 ist der Längen- und Querschnitt der hölzernen Senkkasten dargestellt, die für 2 Strompfeiler der Bismarckbrücke über den Missouri, in der Linie der North-Pacific-Bahn, zur Anwendung gelangte. Der Senkkasten hat eine rechteckige Grundform von 22,6^{m} und 7,9^{m} Seitenlänge; der Arbeitsraum ist 2,13^{m} hoch. Die Hölzer liegen bei diesen Senkkasten nur in der äussern Umfassungswand, in der schrägen innern Wand und in einer Deckenlage Mann an Mann, in den übrigen Deckenlagen aber in grösseren Abständen von

einander, so dass sie hier nur die Umfassungswände verankern. An der Aussenseite und im Innern des Caissons sind die Balkenhölzer mit 7,6^{cm} starken Bohlen aus

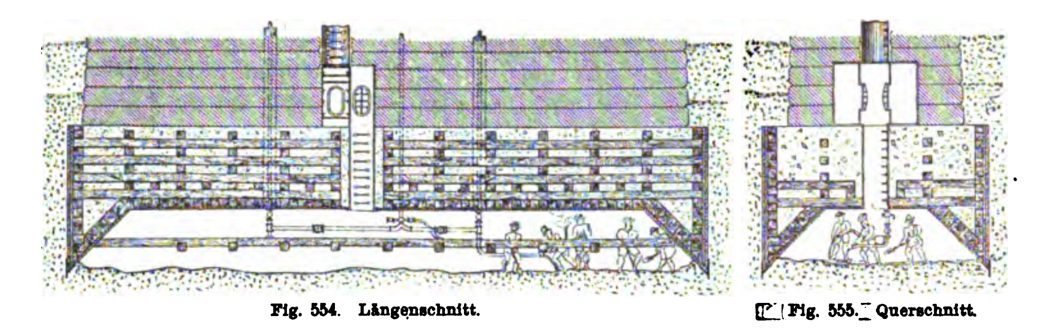


Fig. 554. Längenschnitt. Fig. 555. Querschnitt.

Eichenholz bekleidet, und zwar besteht die äussere Bekleidung aus 2 sich kreuzenden Bohlenlagen. Die Schneide des Kastens ist aus einem schweren gusseisernen Winkelprofil gebildet. Die Luftschleuse ist hier dicht über dem Caisson angebracht, was für die Ausfüllung des Kastens mit Beton jedenfalls zweckmässiger ist, als wenn die Schleuse nach unten im Caisson vortritt. Die Einrichtung der Schleuse geht aus Fig. 556 bis 558 hervor. Dadurch, dass der von der Schleuse nach oben führende Schacht nicht über, sondern neben dem nach unten führenden Schacht angeordnet ist, wie aus Fig. 554 ersichtlich wird, erreichte man den Vortheil, dass die Schachte bei geringem Durchmesser doch ein bequemes Ein- und Aussteigen gestatten. Nach dem Grundrisse Fig. 558 befindet sich zwischen den beiden Schachten eine dichte Scheidewand, während von jedem Schachte Thüren nach den beiden Schleusenkammern führen, die in halbrunder Form neben den Schachten angebracht sind.

Fig. 556. Ansicht und Schnitt. Fig. 557.

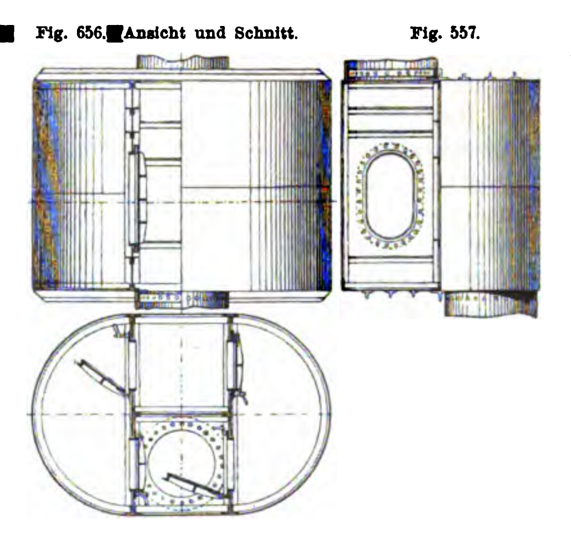


Fig. 558. Grundriss.

Beim Fundiren der **Rhone-Brücke** bei Collonges sind die Luftschleusen sehr tief angeordnet. Diese Brücke wurde bei der Festung Écluse in dem Einschnitte zwischen den Bergen Vache und Credo erbaut, wo der Fluss in ein schmales aber tief eingeschnittenes Bett zusammengedrängt wird, so dass dessen Wasserspiegelbreite bei Niedrigwasser 30^{m} und bei Hochwasser 70^{m} beträgt, wobei eine Höhendifferenz der Wasserstände von 7,9^{m} vorkommt. Bei Hochwasser ist ein Gefälle von 2$^{0}/_{0}$ und eine Wassergeschwindigkeit von 5^{m} vorhanden. Diese Umstände bedingten eine Brücke, bei welcher der Fluss nicht durch Strompfeiler beengt wurde; die Strasse liegt 26^{m} über Niedrigwasser. Da in der Nähe vorzügliche Steine zu haben waren, so erbaute man eine massive Brücke von 40^{m} Weite, mit einem beinahe halbkreisförmigen Gewölbe nach Fig. 560. Im Interesse der Landesvertheidigung musste auf Anordnung des Kriegsministeriums zu jeder Seite des Bogens eine 8^{m} weite Blechbrücke hinzugefügt werden, die in der Ansicht als eine Durchbrechung des Widerlagers erscheint.

An der rechten Seite konnte das Widerlager unmittelbar auf dem zu Tage liegenden Felsen fundirt werden; an der linken Seite aber war der unter ca. 45° abfallende Felsboden von Schotter und Sand überdeckt, wesshalb man, zur Verhinderung von etwaigen Unterwaschungen, hier das Fundament durch Luftdruckgründung herstellte. Dabei hatte die Arbeitskammer die in Fig. 559 dargestellte Grundform, mit einem durch Scheidewände in 3 Abtheilungen getrennten Schachte von rechteckigem Querschnitte, an dessen unterem Ende in der Decke der Arbeitskammer die Luftschleuse befestigt war, so dass sie nur 0,4 m über dem auszuhebenden Boden stand.

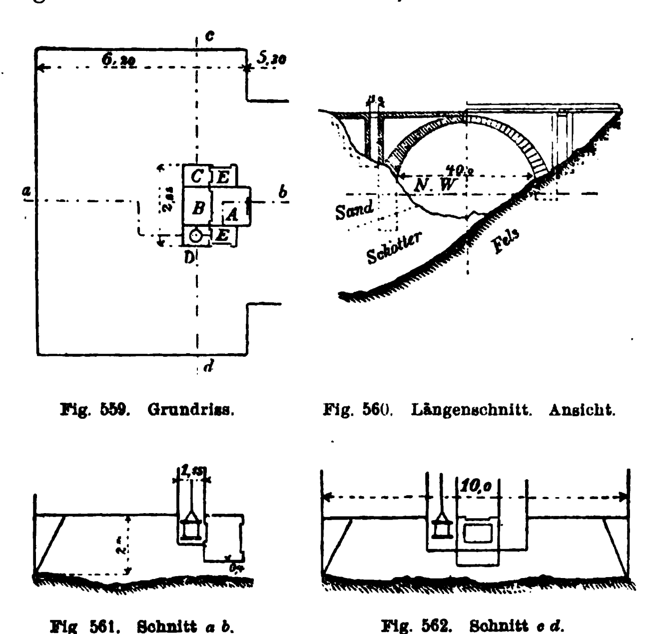


Fig. 559. Grundriss. Fig. 560. Längenschnitt. Ansicht.

Fig 561. Schnitt a b. Fig. 562. Schnitt c d.

Von den Kammern der Luftschleuse ist *A* der Raum für das Ein- und Aussteigen der Arbeiter, *B* die eigentliche Luftschleuse, während *C* und *D* die unter dem äussern Luftdrucke stehenden Kammern für die auf- und abwärts gehenden Eimer bezeichnen; die Kammern *E* enthalten Vorrichtungen für das Aus- und Einschleusen der Eimer nach *C* und *D*. Comprimirte Luft ist nur in der eigentlichen Luftschleuse und in den daneben und darunter befindlichen Arbeitsräumen vorhanden, während der ganze Transport des Aushubes in freier Luft stattfindet. Der Vorgang war folgender: Die Eimer wurden durch Thüren aus den Arbeitsräumen nach *E* geschafft und hier in kastenartige Schieber eingesetzt, in denen sie nach *C* und *D* ausgeschleust wurden. Ein dauernd in *B* sitzender Arbeiter bewegte diese Schieber durch Räderwerk und konnte durch mechanische, die Wand zwischen *B* und *C*, bezw. zwischen *B* und *D* durchsetzende Vorrichtungen die Eimer an das Seil des Aufzuges anhängen, oder sie davon ablösen. Im mittleren Theile des Schachtes befand sich eine Treppe und die Zuleitung der comprimirten Luft.

Die Arbeitskammer war für eine Last von 1500 t berechnet, aus 9 mm starkem Bleche hergestellt, während der oberhalb befindliche Schutzmantel und der Schacht nur aus 4 bis 7 mm starken Blechen gebildet waren.

Bei 8 bis 14 m Wassertiefe und mit einer Gruppe von 32 Arbeitern wurde hier die Fundirung in kaum 2 Monaten ohne jeden Unfall ausgeführt, wobei die Kosten für 1 cbm Aushub 20,8 *M*., für das Mauerwerk 12,7 *M*. betrugen, wobei sich die Gesammtkosten des Fundamentes bei 6 m Tiefe unter Niedrigwasser auf 64000 *M* stellten.

Luftschleusen. Die Vortheile der unten am Caisson angebrachten Luftschleusen gehen zum Theil dadurch wieder verloren, dass sie nur für den einen Senkkasten, an dem sie unlösbar befestigt sind, verwendet werden können. Aus diesem Grunde hat man in Europa meist Schleusen angewendet, die auf Schachtrohren oberhalb des Wasserspiegels angeordnet sind, obwohl das Aufsteigen der Arbeiter in compri-

mirter Luft recht nachtheilig ist, und schon aus diesem Grunde die unten angebrachten Schleusen vorzuziehen wären.

Die älteren Luftschleusen boten zur Aufnahme des Bodens nur wenig Raum, und das Ausschleusen musste sehr häufig vorgenommen werden. Nach dem von Castor gegebenen Vorbilde wurde dann bei der Elbebrücke zu Stendal der Schleusen-Fassungsraum auf etwa 3,5 ^{cbm} vergrössert, während man beim Bau der Elbebrücke zu Dömitz die Luftschleusen für 4,45 ^{cbm} Boden einrichtete, so dass sie, je nach der Förderung, in der 4stündigen Arbeitsschicht nur 1 bis 3mal entleert zu werden brauchten. Die Maximalleistung von 7 Arbeitern während einer Schicht betrug hier 15,5 ^{cbm}.

Das Entleeren der Schleuse verursachte einen bedeutenden Aufenthalt im Fördern, und diesen Nachtheil suchte man in Amerika seit 1859 dadurch zu vermeiden, dass man an der Schleusenwand einen nach aussen geneigten Hals zur Aufnahme des geförderten Bodens anbrachte, der an beiden Enden mit Klappen versehen war und so eine kleine Luftschleuse für sich bildete; hierdurch wurde der Luftverlust auf diesen kleinen Behälter eingeschränkt und die Förderarbeit erlitt keine Unterbrechung. Aehnliche, aber entgegengesetzt geneigte Hälse dienten auch zum Einbringen des Betons.

Solche nach Fig. 563 bis 565 eingerichtete Schleusen wurden für die Brücke über die Neue-Maass zu Rotterdam angewendet. Nahe am Caissonende waren 2 cylindrische Schachte *d* von 90 ^{cm} Weite angebracht, die sich oben mittelst conischer Ansätze auf 68 ^{cm} Weite reducirten und paarweise mit einer 2,2 ^{m} weiten und 3 ^{m} hohen Kammer versehen waren; seitlich an der letzteren befand sich eine Schleuse *a* zum Einsteigen der Arbeiter und 2 kleine Schleusen *e* zum Einbringen des Betons. Unter der Decke der mittleren Schleusenkammer *c* war eine Kettenscheibe von 1,25 ^{m} Durchm. angebracht, die mittelst einer Stopfbüchse von aussen durch einen hydraulischen Triebapparat ihre drehende Bewegung erhielt. Ueber der Kettenscheibe hing eine Gelenkkette, welche an jedem Ende einen 40 ^{cm} weiten und 50 ^{cm} hohen Förderkübel trug, und bewegten sich diese Kübel in der Axe der beiden Schachte, so dass jedesmal in dem einen Schachte ein leerer Kübel abwärts ging, wenn ein voller in dem andern Schachte gehoben wurde. Die Kübel entleerten sich unter Aufsicht eines Arbeiters selbstthätig in einen 50 ^{cm} weiten, unter 45° geneigten gusseisernen Cylinder *b*, der oben durch eine horizontale, unten durch eine verticale Klappe geschlossen werden konnte. Dieser geneigte Cylinder war die eigentliche Luftschleuse zum Ausschleusen des geförderten Bodens. Die untere Klappe wurde von aussen zugehalten und die obere Klappe war durch ein Gegengewicht abbalancirt. Das letztere hing an dem einen Ende einer Schnur, die über eine Rolle gelegt war. Die hier getroffene Einrichtung bot den Vortheil, dass man den geförderten Boden ausschleusen

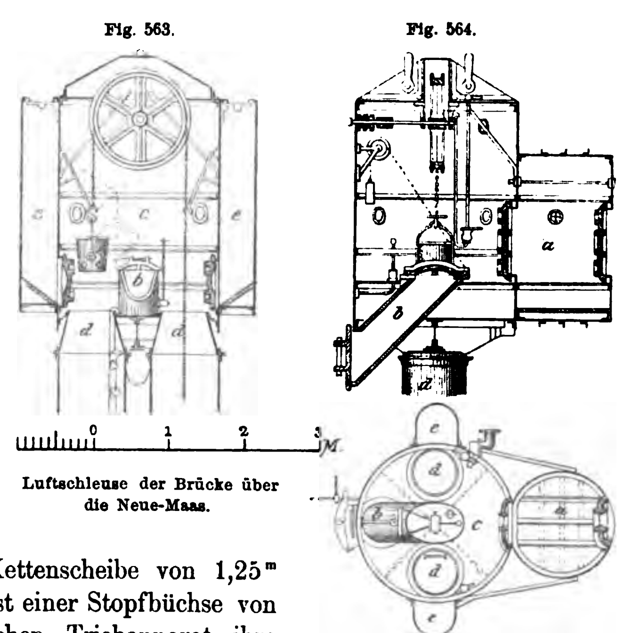


Fig. 563. Fig. 564. Fig. 565.

Luftschleuse der Brücke über die Neue-Maas.

konnte, ohne die gespannte Luft aus dem Schleusenraume entweichen zu lassen und das Fördern unterbrechen zu müssen. Ebenso erreichte man den Vortheil, dass die sonst mit dem Ausschleusen beschäftigten Arbeiter nicht dem für ihre Gesundheit so nachtheiligen Temperaturwechsel ausgesetzt waren, der durch den Wechsel der comprimirten mit der atmosphärischen Luft sonst in den Schleusen entsteht.

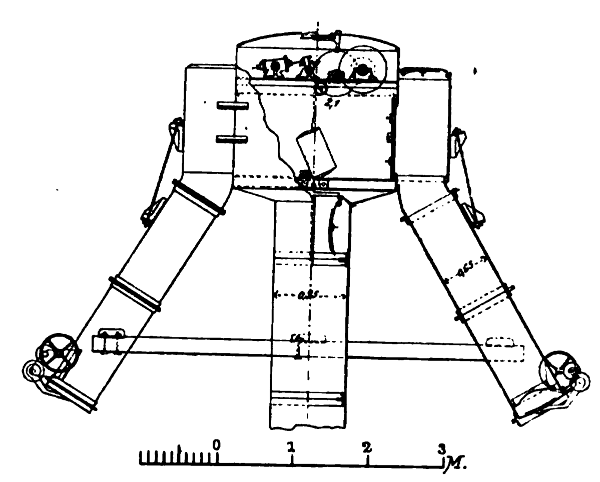


Fig. 566. Luftschleuse von Ph. Holzmann & Co.

Zweckmässiger in dieser Beziehung ist die von der Bauunternehmung Ph. Holzmann & Co. in Frankfurt a. M. angewendete Luftschleusen-Einrichtung, die in Fig. 566 dargestellt ist. Der zum Ausschleusen der Arbeiter dienende Hauptkörper von 2,1 m Durchmesser hat oben und unten Einsteigeklappen zum Einschleusen der Arbeiter. Daran schliessen sich 2 Materialkammern mit 65 cm weiten abfallenden Röhren, die oben, seitlich und unten mit Schleusenklappen verschliessbar sind. Der geförderte Boden wird aus den Eimern durch die Verbindungsthür in eines der unten verschlossenen schrägen Rohre geschüttet, bis dasselbe gefüllt ist. Sodann wird die obere Verbindungsthür geschlossen und in das andere Rohr eingeschüttet. Während dieser Zeit lässt man die gepresste Luft aus dem gefüllten Rohre entweichen und öffnet die untere Klappe, worauf das Erdmaterial herausrutscht. Nach beendeter Senkung werden die schrägen Rohre abgeschraubt und die untere Oeffnung des oberen Behälters mit einem Boden geschlossen, worauf die oberen Klappen zum Einschleusen des Betons dienen, den diese Unternehmung mit Kübeln einbringt.

Fig. 567. Durchschnitt.

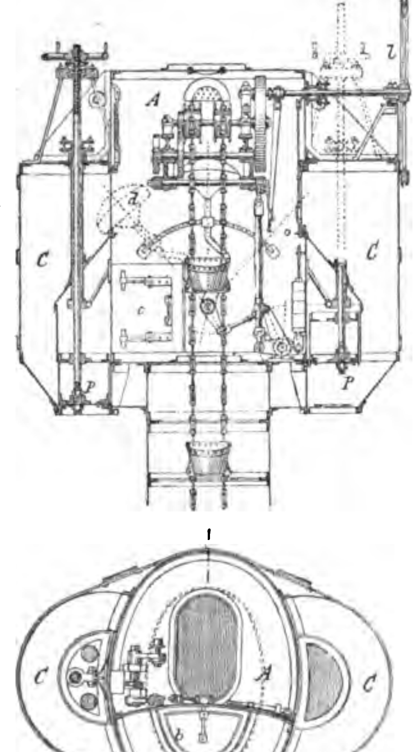


Fig. 568. Grundriss.

Beim Bau der **Rheinbrücke zu Basel** förderten mit diesen Schleusen 10 bis 14 Mann im Caisson durchschnittlich in 24 Stunden 40 cbm gewachsenen Boden, der aus Kies mit Nagelflueschichten und Letten bestand. Das Heben der Kübel und das Drehen der Senkungsspinden wurde durch comprimirte Luft bewirkt. Beim Betoniren wurden in 36 Stunden 2100 Kübel (à 0,09 cbm) = 189 cbm Beton eingebracht.

Die Firma Klein, Schmoll & Gärtner in Wien verwendet die in Fig. 567 und 568 dargestellte Schleuseneinrichtung. An dem Hauptkörper *A* der Schleuse schliessen sich die Einsteigekammer *B* und die beiden

Materialräume *C*. In *A* befindet sich ein Eimerbagger, der von aussen durch eine Stopfbüchse mittelst einer Seilscheibe *l* angetrieben wird. Die Materialräume *C* werden von dem Bagger abwechselnd gefüllt, indem die Baggereimer ihren Inhalt in einen Auswerfer *d* entleeren, der umgesteuert werden kann. Die Räume *C* haben einen unteren Verschluss *P*, der von aussen geöffnet werden kann, worauf das geforderte Material herausrutscht; vor dem Oeffnen der Bodenklappe lässt man die gepresste Luft aus dem zu entleerenden Materialraume entweichen. Die Leistungsfähigkeit dieser complicirten Födereinrichtung ist nicht grösser, als jene gewöhnlicher Kübelaufzüge.

Eine Födereinrichtung, die beim Bau der **Alexanderbrücke in St. Petersburg** angewendet wurde, ist in Fig. 569 dargestellt. Hierbei hing der Födereimer *a* an einem dünnen Drahtseil, welches bei *b* durch eine Stopfbüchse geführt war. Letztere ist nicht ganz dicht zu halten, sondern wird immer einen erheblichen Luftverlust verursachen. Wenn man in Lehm- und Thonboden, der die Luft nicht durchlässt, ohnehin Luft ausströmen lassen muss, um im Caisson die Luft athembar zu erhalten, kann diese Födereinrichtung ganz zweckmässig sein.

Fig. 569.

Beim Bau der **Allierbrücke** zu Vichy 1868—70 wurde zum Ausschleusen des Bodens ein Schieber angewendet. Derselbe war mit 2 Abtheilungen versehen, auf Schienen abwechselnd hin und her zu bewegen. Die eine Abtheilung befand sich in der Schleuse und wurde gefüllt, während

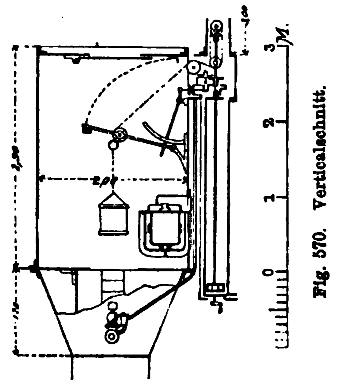


Fig. 570. Verticalschnitt.

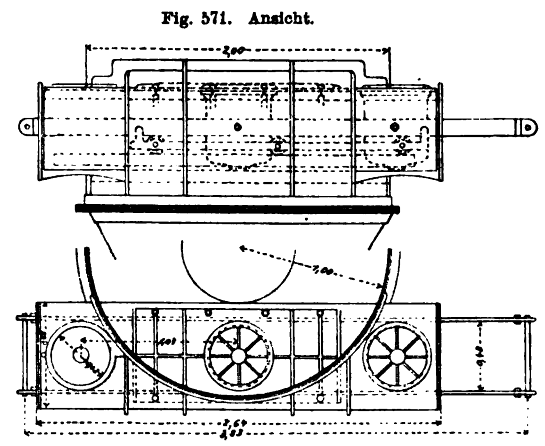


Fig. 571. Ansicht.

Fig. 572. Horizontalschnitt.

die andere aussen zur Entleerung gelangte. In Fig. 570 bis 572 ist diese Einrichtung dargestellt *(Annales des ponts et chaussées 1873)*.

Diese Schleuseneinrichtung von Filleul Brokhy wurde auch beim Bau der **Donaubrücke zu Budapest** verwendet *(Zeitschr. des Archit. und Ing.-Vereins zu Hannover 1877, S. 29)*. Zur Hebung des Erdbodens benutzte man hier die abgehende verdichtete Luft. Nach Fig. 570 ist zu diesem Zwecke ein langer Cylinder mit Kolben seitlich an der Schleuse angebracht, worin man unter die Kolbenfläche mittelst einer von der Schleuse aus zu handhabenden Steuerung comprimirte Luft einlassen kann. Hierdurch wird der Kolben nach oben gedrückt, nimmt die an der Kolbenstange sitzenden Rollen eines Flaschenzuges mit und hebt so den Föderkübel. Der Ausleger, über dessen Rolle das Kübelseil läuft, ist um ein Scharnier an der Wand in senkrechter Richtung drehbar, so dass der Eimer bequem über die am Schleusenboden

seitlich befindliche Entleerungsvorrichtung gebracht werden kann. Diese besteht nach Fig. 572 aus einem viereckigen gusseisernen Kasten mit 3 oberen Oeffnungen, welche durch abhebbare, gut passende Deckel verschlossen werden können. In diesem Kasten befinden sich 2 mit einander verbundene Kübelbehälter, die von Rollen getragen und mit seitlich befestigten Zahnstangen versehen, durch 2 in diese eingreifende kleine Zahnräder und ein an derselben Axe befindliches Handrad unter die oben erwähnte Oeffnung geschoben werden können.

Nach Fig. 571 und 572 befindet sich der eine Kübelbehälter unter der mittleren Oeffnung des gusseisernen Kastens in der Schleuse, dieser kann also mit einem vollen Kübel besetzt werden. Der andere Kübelbehälter dagegen steht ausserhalb der Schleuse unter der Seitenöffnung rechts, kann also entleert werden. Ist dies geschehen, so wird der Kübelbehälter ganz nach der linken Seite hinüber geschoben, wodurch der gefüllte Behälter unter die Seitenöffnung links zu stehen kommt und hier entleert wird, während der vorhin entleerte Kübel unter der mittleren Oeffnung in der Schleuse steht und hier mit einem vollen Kübel vertauscht werden kann. Die Leistungsfähigkeit dieser Schiebereinrichtung wird mit 25^{cbm} pro Tag angegeben, wobei 1^{cbm} durchschnittlich 1,32 Tagewerke der Arbeiter im Caisson erforderte, wogegen mit den einfachen Schleusen der Dömitzer Elbebrücke täglich 50^{cbm} gefördet wurden und 1^{cbm} Aushub nur ca. 0,5 Tagewerke erforderte.

Zur **Beleuchtung** des Arbeitsraumes im Caisson verwendet man am besten elektrische Glühlampen mit starken Gläsern. Oellampen qualmen zu stark und auch Stearinkerzen entwickeln in der gepressten Luft starken Qualm. Bei der East-River-Brücke hat sich die gewöhnliche Gasbeleuchtung als zweckmässig erwiesen. Zur Beleuchtung der oberen Luftschleusen haben sich eingesetzte Glashalbkugeln gut bewährt, durch diese fällt am Tage das Sonnenlicht, während bei Nacht eine Laterne von aussen davor gehängt wird.

Die Brücke über dem **Lymfjord** im nördlichen Jütland wurde bei 10^{m} Wassertiefe bis auf eine Tiefe von 36^{m} pneumatisch fundirt; man hatte hierbei mit grossen Schwierigkeiten zu kämpfen und im Jahre 1875 sind bei einer Tiefe von 33^{m} mehrere Personen, darunter der controlirende Ingenieur, in Folge des Luftdruckes zu Tode gekommen. Ebenso sind im Octbr. 1876 Röhren durch den Luftdruck zersprengt, wobei 3 Menschen ihren Tod fanden.

Bei der **Liteini-Brücke** zu St. Petersburg ereignete sich am 23. Octbr. 1877 ein Unglück beim Strompfeiler Nr. 4, wo die zur Fundirung benutzten Blechcylinder die Höhe von $27{,}7^{m}$ hatten und die Arbeiter zuletzt unter einem Luftdrucke von 4 Atmosphären (?) arbeiten sollten. Zur Zeit der Katastrophe sollen nicht weniger als 50 Arbeiter, theils in, theils auf dem Caisson sich befunden haben. Die gerade im Ausschleusen begriffenen 10 Arbeiter wurden von dem abgesprengten Deckel des Caissons (?) nach allen Seiten aus einander geschleudert und bis auf einen, der noch geringe Lebenszeichen von sich gab, todt aufgefunden; sämmtliche im Innern des Cylinders befindliche Menschen sind ertrunken *(Deutsche Bauzeitung 1877, S. 402 und 1875, S. 416)*.

Obgleich gerade beim pneumatischen Fundiren häufige Unglücksfälle sich ereignet haben, so kann man doch nicht behaupten, dass bei gehöriger Sachkenntniss und Vorsicht die Methode selbst mit mehr Gefahr verbunden wäre, als jede andere Fundirungsmethode.

Endlich sind noch die Taucherschiffe oder **Taucherschächte** zu erwähnen, die mit Anwendung von comprimirter Luft zuweilen zur Fundirung von Wasserbauten

Anwendung finden. Ein solcher Taucherschacht wurde zuerst im Jahre 1778 von Coulomb zur Entfernung von Felsen im Seine-Bett bei Quilleboeuf angewendet, wobei die Luft zur Verdrängung des Wassers mittelst Blasebälgen comprimirt wurde. Ein bedeutend verbesserter derartiger Apparat kam 1839 zur Sprengung von Felsen in der Hafeneinfahrt von Croisic in Anwendung. Ferner wurde 1850 beim Bau des grossen Wehres im Nil ein Taucherschacht mit Luftschleuse verwendet, wobei das Schiff 33^m Länge und 10^m Breite hatte. Der Schacht konnte 5^m unter den Boden des Schiffes gesenkt werden und bedeckte eine Fläche von 40^{qm}, so dass 40 Arbeiter zur Herstellung von Mauerwerk unter Wasser darin Platz fanden. Zu den Sprengungsarbeiten im Rhein werden Taucherschächte benutzt, wobei das hölzerne Fahrzeug 28^m Länge und 5,7^m Breite hat. In der Mitte desselben befindet sich eine quadratische Oeffnung von 3,5^m Lichtweite, durch welche der durch 2 Luftschleusen zugängige eiserne Schacht gesenkt wird. Der letztere ist cylindrisch, hat 3,2^m Lichtweite und 6,8^m Höhe. Die Luftpumpe wird von einer Dampfmaschine getrieben, die zugleich zum Heben und Senken des Schachtes dient.

Taucherschächte werden namentlich dann angewendet, wenn die Strömung eine grössere Geschwindigkeit hat als 1,5^m pro Secunde, weil dann ein Taucher schon verankert werden müsste, während man bei geringer Strömung weit billiger die gewöhnlichen Taucherapparate benutzt.

Beim Bau des zweiten Trockendocks zu **Pola** wurde B. Morell's Patent-Taucherschacht verwendet *(dargestellt in der Zeitschrift des Oesterr. Ing.- und Archit. Vereins 1878, S. 54; ausführlicher in der Schweizerischen Wochenschrift „Die Eisenbahn" 1875, II. S. 49).* Derselbe hat den Schacht am Ende des Fahrzeuges, um ungehindert den Fuss von Kaimauern und Fangedämmen erreichen zu können. Das hölzerne Fahrzeug hat 26,1^m Länge, 9,5^m Breite, 5,2^m Tiefe und im Betriebe einen mittleren Tiefgang von 2,1^m. Aehnlich wie die Förderschächte der Caissons ist der Schacht am obern Ende mittelst Luftschleuse zugängig. Der Schacht selbst besteht aus einem Teleskop-Rohr, um alle Tiefen von 4^m bis 12^m erreichen zu können; die Rohrstücke haben 1,0^m, 1,4^m und 1,6^m Lichtweite. An Ende des untersten Rohrstückes befindet sich die Taucherglocke von 3^m Breite, 6^m Länge und 3,7^m Höhe; diese wird mit dem untersten Rohrstücke mittelst einer besonderen Dampfwinde gehoben. Um nun den Auftrieb der im Schachte enthaltenen Luftsäule zu überwinden, ist am Ende des Schiffes im untersten Raum ein grosser Wasserbehälter angebracht, der beim Betriebe des Schachtes mit Wasser gefüllt wird. Mit geringen Unterbrechungen war der Apparat 560 Tage und Nächte in Betrieb, während welcher Zeit ca. 3000^{cbm} Schlamm verschiedener Consistenz, 2900^{cbm} verwitterten Gesteins gefördert und 400^{cbm} Cement durch denselben hinabgelassen wurden, um damit die Felsspalten auszufüllen und den Boden abzugleichen. An heissen Sommertagen wurde das Luftleitungsrohr durch ein Rohr geführt, worin stets frisches Seewasser circulirte; hierdurch ermöglichte man, dass die Temperatur in der Luftschleuse auf 32° und in der Glocke auf 28° C. erhalten werden konnte.

§ 29. Vereinigung der Luftdruck-Fundirung mit anderen Fundirungsarten.

Die Seite 186 und 219 besprochene Gründung in eisernen Senkkasten ohne Boden hat den grossen Vortheil, dass die Hauptarbeiten unter freiem Himmel ausgeführt werden und daher eine leichte Ueberwachung der Arbeiten möglich ist, was bei den Arbeiten in Druckluft bedeutend erschwert wird. Bei den Arbeiten unter freiem

Himmel ist man aber von dem Einflusse der Wasserverhältnisse und auch von dem Wetter abhängig, weshalb die Arbeiten nicht immer so regelmässig fortschreiten, wie dies die pneumatische Fundirung ermöglicht. Man hat daher in Frankreich beide Methoden mit einander vereinigt, indem man die Senkkasten ohne Boden oben mit einer festen Decke abschloss und auf dieser Decke die für die pneumatische Fundirung nöthigen Apparate befestigte. So benutzte man diese Senkkasten beim Beginne der Arbeiten, während des Bodenaushebens, für Druckluft, beseitigte aber die Decke mit den pneumatischen Apparaten, wenn man gegen den Wasserandrang einen wirksamen Schutz hergestellt hatte, und führte darauf die Maurerarbeiten unter freiem Himmel aus.

In Frankreich ist dieses Verfahren beim Bau der **Brücke über die Dordogne** bei Garrit nach Montagnier's Angaben mit gutem Erfolge angewendet worden *(Fondations à l'air libre et à l'air comprimé etc. Annales des ponts et chaussées 1881, I., S. 323).* Auf Grund bei mehreren Dordogne-Brücken gemachten Erfahrungen wird hier empfohlen, bei Flüssen mit schnell wechselnden Wasserständen und bei mehr als 5^m Fundirungstiefe unter Niedrigwasser die gewöhnliche pneumatische Fundirung, bei Tiefen von 4 bis 5^m aber Senkkasten anzuwenden, bei denen die Arbeiten mit dem pneumatischen Verfahren eingeleitet werden, während die Maurerarbeit unter freiem Himmel hergestellt wird. Das letztere Verfahren eignet sich auch bei geringeren Tiefen als 4^m, wenn die Arbeiten bei ungünstiger Jahreszeit rasch ausgeführt werden sollen.

Anstatt die Decke oben auf dem Senkkasten anzubringen, ist es gewiss empfehlenswerther die Decke nur etwa 2^m hoch über dem unteren Senkkastenrande anzuordnen, um so den Raum für die Druckluft möglichst zu beschränken.

Bei den so sehr zweckmässigen Fundirungen auf Senkbrunnen, die mit den jetzigen Baggerapparaten in reinem Boden keine Schwierigkeiten machen, entstehen beim Vorkommen von Baumstämmen und anderen Hindernissen im Boden oft grosse Zeitverluste beim Beseitigen dieser Hindernisse unter Wasser. Hier kann das pneumatische Verfahren gute Dienste leisten. Um die Brunnensenkung für die pneumatische Fundirung bequem einzurichten, braucht man nur ca. 2^m bis 2,5^m über dem Rande des Brunnenkranzes einen eisernen Flansch einzumauern, worauf man leicht eine Decke befestigen kann, welche die Luftschleuse aufzunehmen hat. Treten dann Hindernisse im Erdboden auf, so bringt man die pneumatischen Einrichtungen an, und beseitigt die Hindernisse im Trocknen.

Auch mit der Pfahlrostgründung ist die pneumatische Fundirung vereinigt worden. Zuerst geschah dies bei der Seite 267 in Fig. 491 dargestellten Fundirung der Theissbrücke, wo es aber eigentlich nicht erforderlich war. Sodann hat die Firma Philipp Holzmann & Co. das Verfahren bei der Kaibrücke in Zürich angewendet. Hier wurden bei 7^m Wassertiefe 12^m lange Pfähle mit Hilfe des Rammknechtes in den schlammigen Seegrund eingeschlagen. Auf die Pfähle setzte man einen hölzernen Senkkasten, etwa 1^m tief in den Seegrund. In dem Senkkasten wurde um die Pfahlköpfe eine hölzerne Umschliessung gelegt und diese mit Beton ausgefüllt. Darauf wurde der Senkkasten so weit gehoben, dass man, anschliessend an der untersten Umschliessung, eine zweite Umschliessung aufbringen konnte, worauf man diese ebenfalls mit Beton füllte. So wurde fortgefahren, bis das Betonfundament fast bis zum Wasserspiegel reichte und man das Pfeilermauerwerk aufführen konnte.

§ 30. Das Gefrier-Verfahren zum Abteufen von Schächten in schwimmendem Gebirge.

Dieses Verfahren ist dem Berg- und Hütten-Ingenieur F. H. Poetsch in Berlin patentirt und bereits mehrfach beim Abteufen von Schächten in schwimmendem Gebirge mit gutem Erfolge angewendet worden. Es besteht darin, dass durch Einführung von künstlich hergestellter Kälte in die wasserhaltige Bodenschicht, diese zum Gefrieren gebracht wird, wodurch der schwimmende Boden eine steinartige Beschaffenheit annimmt und wie ein Felsen mit dem Schachte durchteuft werden kann. Als Kälteerzeugungsmaschinen wurden meist die patentirten Apparate der Firma O. Kropf in Nordhausen angewendet, bei denen die Kälte durch Verdunstung flüssigen Ammoniaks erzeugt wird.

Bei der Anwendung des Gefrier-Verfahrens werden rings um den abzuteufenden Schacht die schmiedeeisernen Gefrierrohre tief in entsprechende Bohrlöcher versenkt. In diesen Röhren circulirt die zu kühlende Flüssigkeit, eine Chlorcalcium-Lösung, deren Gefrierpunkt bei — 40° C. liegt.

Durch die Abkühlung des Bodens wird auf diese Weise um den herzustellenden Schacht eine Frostmauer gebildet, was aber nur dann angeht, wenn das Grundwasser sich nicht in Bewegung befindet, im anderen Falle versagt das Verfahren. Die Bildung der Frostmauer nimmt eine lange Zeit in Anspruch und das Verfahren ist für gewöhnliche Fundirungen viel zu kostspielig und zeitraubend, so dass man es nur in ganz besonderen Fällen für diesen Zweck verwenden kann.

Bei Gründungen in so bedeutender Tiefe, wo eine Anwendung der pneumatischen Fundirung nicht mehr anwendbar ist, da die Arbeiter mehr als 4 Atm. Luftdruck auch bei ganz kurzer Arbeitszeit kaum auszuhalten vermögen, also bei 40^{m} Tiefe, giebt das Gefrier-Verfahren ein Mittel an die Hand, die Fundirung auf grössere Tiefe fortzusetzen. Man würde dann einen Senkkasten mit Druckluft bis zu einer Tiefe senken, welche noch keine Gefahr für die Gesundheit der Arbeiter hat; sodann würde man längs der Schneide des Senkkastens die Gefrierrohre in den Erdboden einbringen und so die Frostmauer bilden. Ist die Eisumschliessung vollendet, so lässt man die Pressluft entweichen, beseitigt die Luftschleusen und teuft den Schacht an freier Luft ab.

§ 31. Kosten der verschiedenen Fundirungsmethoden.

Die Wahl der öconomisch vortheilhaftesten Fundirungsart muss wohl in jedem Falle dem Scharfblicke des Projectirenden überlassen bleiben, da allgemein brauchbare Regeln, wegen Verschiedenheit der localen Verhältnisse und der Materialpreise, sich nicht aufstellen lassen. Bei grösseren Bauten wird es empfehlenswerth sein, wenn man für ein und dasselbe Bauwerk mehrere für die örtlichen Verhältnisse zweckmässig erscheinende Fundirungsmethoden projectirt und veranschlagt, um dann die Methode zu wählen, welche die geringsten Kosten erfordert. Selbst bei ganz gleichartigen Bauwerken wie die Brückenpfeiler sind, lassen sich die Kosten der Fundirungsmethoden nicht so mit einander vergleichen, dass man daraus einen zuverlässigen Anhalt für neue Projecte gewinnen könnte, namentlich deshalb nicht, weil die bis jetzt ausgeführten Brückenpfeiler sehr verschiedenartig dimensionirt sind.

Der Niederrheinische Archit. und Ing.-Verein stellte im Jahre 1876 an den Verband Deutscher Archit. und Ing.-Vereine die Frage: „Welche Fortschritte und Erfahrungen sind in den letzten Jahren bei der Fundirung grosser Brücken auf bedeutendere Tiefen gemacht und wie stellen sich die Kosten der verschiedenen neueren Fundirungsmethoden gegen einander?“ Der Referent in dieser Angelegenheit, Geh. Reg.-Rath Funk, hat hierauf 50 grössere Brückenfundirungen tabellarisch zusammengestellt *(Deutsche Bauzeitung 1877, S. 71 und 81)*; hiernach ergeben sich, wenn man die **Gesammtkosten** eines Pfeilers bis zum Niedrigwasser auf das Cubikmeter eines Körpers reducirt, welcher die untere Pfeilergrundfläche zur Basis und die Fundamenttiefe unter N. W. zur Höhe hat, die folgenden Kosten:

1) Bei **pneumatischer** Fundirung kostet im Durchschnitt aus 15 Brücken 1^{cbm} Mauerwerk 137 *M.*; in anderen Fällen nur 55 *M.*

2) Bei **Grundpfählen mit Beton** zwischen umschliessender Pfahlwand kostet im Durchschnitt aus 10 Brücken 1^{cbm} Mauerwerk 97 *M.*

3) Bei **Beton** mit umschliessender Pfahlwand kostet im Durchschnitt aus 9 Brücken 1^{cbm} Mauerwerk 78 *M.*

4) Bei gemauerten **Senkbrunnen** kostet im Durchschnitt aus 5 Brücken 1^{cbm} Mauerwerk 71 *M.*

Die Kosten weichen übrigens in allen Fällen sehr stark von einander ab, so ist ad 1) zu erwähnen, dass die Pfeiler der *(Seite 268)* erwähnten Kehler Brücke bei 20^{m} tiefer Fundirung bis Niedrigwasser 2600^{cbm} Inhalt haben und 531700 *M.*, also pro ^{cbm} 204,5 *M.* kosten, während die 9,1 tief fundirten *(Seite 288)* erwähnten Pfeiler der Elbbrücke bei Aussig 410^{cbm} Inhalt haben und 48800 *M.*, also pro ^{cbm} 119 *M* kosteten. Von den ähnlichen und ähnlich fundirten Elbbrücken bei Hämerten *(Seite 281)* und bei Dömitz *(Seite 284)* sind die Pfeiler der ersteren 12,5^{m} tief fundirt, haben bis Niedrigwasser 1112^{cbm} und kosten **ohne** das eigentliche Mauerwerk 25000 *M.*, also pro ^{cbm} 22,5 *M*, während bei der letzteren die Pfeiler 12,2^{m} tief fundirt sind, 1025^{cbm} haben und **ohne** Mauerwerk 41830 *M.*, also pro ^{cbm} 40,8 *M.* kosten. Von den Brücken ad 4) kosteten die 7,5^{m} unter Niedrigwasser fundirten Pfeiler der Elbbrücke bei Niederwertha 79900 *M.*, sie haben 705^{cbm} Inhalt, kosten daher pro ^{cbm} 113,3 *M.*, wogegen die Pfeiler der Huntebrücke in der Elsfleth-Oldenburger Staatsbahn, die 7,6^{m} unter Niedrigwasser fundirt sind, 146^{cbm} Inhalt haben und 6130 *M.*, also pro ^{cbm} 42 *M.* kosten. Bei dem in Fig. 418 und 419 dargestellten Strompfeiler II der mehrfach erwähnten Ruhrbrücke bei Düssern vertheilen sich die Fundirungskosten folgendermaassen:

Erd- und Baggerarbeit	4537 *M.*
Zimmerarbeit und Rammarbeit	16388 „
Betonirungsarbeit, 405^{cbm} Beton à 17,7 *M* mit Nebenarbeit .	7306 „
Fundamentmauerwerk, 35,85^{cbm} à 16,32 *M* mit Wasserschöpfen	853 „
Senksteine, 488^{cbm} à 6,1 *M*	2977 „
zusammen	32061 *M.*

Der rechtseitige Strompfeiler der Elbbrücke in der Leipzig-(Döbeln-)Dresdener-Eisenbahn, der auf Beton mit einschliessender Spundwand fundirt ist, mit grobem Kies als Baugrund, 4^{m} Wassertiefe auf der Baustelle, doppelter Spundwand, deren Spitzen 7,5 bis 8^{m} unter Wasser liegen, kostete an:

360 cbm Kies mit Dampfbagger auszubaggern	540 *M.*
130 lfdm Spundwände von 0,2 m Dicke	16900 „
270 cbm Cementbeton à 36 *M.*	9820 „
390 cbm hydraulischen Kalkbeton à 8,5 *M.*	3315 „
190 cbm Quadermauerwerk à 34 *M.*	6460 „
140 cbm Mauerwerk mit Beton zwischen Quadern	2940 „
400 cbm Steinschüttung à 2 *M.*	800 „
Fangedamm und Wasserschöpfen	10000 „
Rüstungen, Geräthe, Aufsicht und Insgemein	9225 „
Kosten des Pfeilers =	60000 *M.*

Die Strompfeiler der neuen gewölbten Elbebrücke bei Pirna *(vergl. S. 187)* sind auf Pfahlrost fundirt, dessen Oberfläche 2,83 m unter Nullwasser liegt, während die Pfahlspitzen bis 7 m unter diesen Wasserstand reichen. Verhandlungen mit der renommirten Firma Gebr. Klein, Schmoll und Gärtner in Wien, wegen pneumatischer Gründung, ergaben, dass bei Einbringung der Caissons bis 6 m unter Niedrigwasser, das Gewicht derselben zu 450 kg pro qm Grundfläche berechnet, der Pfeiler bis zum Niedrigwasserstande pro qm auf 1200 *M.* zu stehen gekommen wäre, während bei Pfahlrost die Kosten des Pfeilers bis Niedrigwasser sich nur auf 480 *M.* pro qm Grundfläche berechneten, was bei Grundflächen von 232 qm für die Gruppenpfeiler und von 153 qm für die Zwischenpfeiler eine ganz wesentliche Kostendifferenz ergab. Es ist klar, dass hier die pneumatische Fundirung bei der geringen Tiefe nicht am Platze war, aber ebensowenig war es der Pfahlrost mit dem kostspieligen Fangdamm, der im Aufbau und Abbruch pro lfd. m des mittleren Umfanges 244,5 *M.* kostete, und mit der theuren permanenten Wasserschöpfarbeit. Am billigsten und solidesten hätte sich hier sicher eine Fundirung aus Beton auf Grundpfählen gestellt, denn bei der obigen Ruhrbrücke kostete die Fundirung des Strompfeilers II im Ganzen 32061 *M.*; da er nun 111 qm Grundfläche hatte, so kostete derselbe 289 *M.* pro qm Grundfläche, wozu noch 1 Grundpfahl mit etwa 27 *M.* hinzu zu rechnen ist, dann würden sich pro qm Grundfläche 316 *M.* ergeben, gegen die obigen 480 *M.*

§ 32. Sicherung der Bauten gegen Erdbeben und gegen Senkungen auf Grubenterrain.

Durch die Wellenbewegungen bei Erdbeben haben Quaderbauten weit mehr zu leiden als Bruchstein- und Ziegelbauten; namentlich löst sich eine Quaderverblendung von der Ziegelhintermauerung in Folge von Erdbewegungen leicht ab. Die horizontale Verschiebung der Quader, welche beim letzten Erdbeben in Agram z. B. das Oeffnen von Gräbern veranlasste, zeigt sich auch sehr deutlich in der Michaelis-Kapelle des Münsters zu Aachen an einer Dienstsäule, deren einzelne Trommelstücke hin und her über einander verschoben sind *(Nach Bauinspector Spillner: Wochenblatt für Architekten und Ingenieure 1881, S. 220 und 477).* Niedrige Bauten, Massivbauten in Ziegeln oder Beton, sowie Holz- und Eisenfachwerk sind gegen Erdbeben am dauerhaftesten. Bei Aufführung des Glockenthurmes an der Münsterkirche zu Aachen sind die Horizontalfugen der Quader durch Dübel aus Haustein oder Eisen gegen Verschiebungen gesichert, während man für die Verticalfugen Klammern angewendet hat; ausserdem wurde in der Höhe der Fensterbogen ein starker Ringanker eingelegt, wie ein solcher sich über den Fenstern des sehr schlank aufgebauten hohen Chores vorfindet, der den in Aachen zahlreich vorgekommenen Erderschütterungen erfolgreich widerstanden hat.

Ein gefährlicher Baugrund ist namentlich der Lehmboden, wenn er in nicht grosser Mächtigkeit auf losen Schichten oder zerklüftetem Gestein lagert und der Regen während des Bauens in den Boden eindringen kann. Namentlich in Gegenden, wo Steinkohlen gewonnen werden, verliert auch der gewachsene Felsboden oft durch bergmännische Arbeiten seine Festigkeit, weil grosse unter dem Fels liegende Massen gefördert werden und daher Erdstürzungen nicht selten vorkommen. So stehen z. B. die vielfachen Senkungen und Trennungen, die man an vielen Gebäuden der Stadt **Essen** bemerkt, mit den darunter liegenden in früherer Zeit ausgebeuteten Kohlenflözen in Beziehung. Auf einer Anhöhe unweit dieser Stadt wurde im Jahre 1870 ein sehr umfangreiches und kostspieliges Gebäude errichtet, bei welchem Bau auch der Verf. d. W. beschäftigt war. Der Baugrund bestand aus ziemlich fettem Lehmboden, welcher in nicht grosser Mächtigkeit auf Sandsteinfelsen lagerte. Vor langen Jahren war unter dem Terrain die Steinkohle herausgefördert und war der über dem Kohlenflöz stehende Fels daher theilweise eingestürzt. Der Boden war vor Beginn des Baues durch langwierige Bohrungen untersucht und der noch stehengebliebene Fels bergmännisch durch gemauerte Pfeiler gestützt. Nachdem nun die Baugrube ausgehoben und die Fundamentgräben eingeschnitten waren, liess der feste und gleichmässige Lehmboden nirgend eine Gefahr vermuthen. Leider wurden die Bankete der Grundmauern nicht mit gehöriger Sachkenntniss und dabei in leichtsinniger Weise zu schmal angelegt, so dass die Fundamente des schweren Gebäudes einen zu starken Druck auf den ohnehin gefährlichen Boden ausüben mussten. Bis das Gebäude unter Dach war, ging Alles gut, von einem nachtheiligen Setzen war nirgend eine Spur zu bemerken. Als aber anhaltende Regentage kamen und dann der Frost seine Wirkung auf die ungenügend geschützte Fundamentsohle ausüben konnte, entstanden mit eintretendem Thauwetter an einer Ecke auf zwei Seiten des Gebäudes Risse, die von der Fundamentsohle bis zum Dache reichten. Die ganze Ecke hatte sich von dem übrigen Gebäudetheil getrennt und war schliesslich 12^{cm} tief in den Boden gesunken. Die Ursache dieses Vorganges bestand in dem Aufweichen des Lehmbodens durch den eindringenden Regen, wobei der weiche Lehm in das unter ihm liegende gebrochene Gebirge eingedrückt wurde und dieses gewissermaassen mit einem Gleitmittel versah, so dass hierdurch die Felstrümmer selbst in Bewegung gerathen konnten.

Auf Anordnung der Bauherrn wurden nun die getrennten Gebäudetheile durch mächtige schmiedeeiserne Anker mit einander verankert, um die losgerissene Ecke gegen Umkippen zu schützen, und nachdem man viele Fachleute zu Rathe gezogen hatte, entschloss man sich endlich, durch bergmännisches Abteufen von Schächten bis zum festen Fels und Aufmauern von Pfeilern unter dem in Gefahr befindlichen Fundament nach und nach den gebrochenen Bautheil in sicherer Weise zu stützen. Mit den später wieder hergestellten Facadentheilen zusammengenommen hat die Reparatur dieses Unfalles einen Kostenaufwand von 40000 bis 50000 *M.* erfordert.

In letzterer Zeit hat die Gefährdung von Städten und Ortschaften in Kohlenrevieren, wie Westfalen, Saarbrücken, Oberschlesien etc. in erschreckender Weise zugenommen, aber mit der Ausdehnung der Gefahr mehrten sich auch die Mittel, die Gefahr unschädlich zu machen. In der Regel stürzen die Abbaustrecken nach einer Reihe von Jahren zusammen, falls sie sich nicht mit Wasser gefüllt haben. Liegen solche Abbaue in mässiger Tiefe, so werden sich im Terrain entsprechende Einsenkungen zeigen. In seinem Gutachten vom Jahre 1869 über die Bodensenkungen in und bei Essen ist v. Dechen der Ansicht, dass die Bodenbewegungen lediglich von der Abtrocknung der über den Kohlen gelagerten Schichten herrühren. Das Terrain wird

durch den Bergbau entweder wellenförmig gestaltet, oder es bilden sich Erdspalten; bei Essen und Aachen zeigen sich vielfach kesselförmige Einsenkungen, welche oft nur 3 bis 4^{m} Durchmesser haben. Die Wirkung solcher Senkungen ist in allen Fällen die, dass sich Risse in den naheliegenden Gebäuden zeigen. Man ist dann in der Regel zu Verankerungen gezwungen, denen häufig eine Absteifung der Fenster- und Thürstürze vorangehen muss, damit diese bei einem Ausweichen der Wände nicht herabfallen.

Zuerst wurden die Anker sehr schwach gemacht; wir sehen in Essen noch vielfach Anker von 2^{cm} Durchmesser mit Kopfplatten von 30×30^{cm}, welche aber eine viel zu geringe Mauerfläche fassen. Später griff man zu 4 bis 5^{cm} starken Ankern, und Kopfplatten von 1 bis 2^{qm}, welche dann auch meistens ihre Schuldigkeit thaten. Neuerdings haben auch diese nicht mehr ausgereicht und man hat die Gebäude-Ecken vom Kellerfussboden an bis zum I. Stock mit mächtigen 4^{cm} starken und 60^{cm} breiten Platten einfassen müssen. Die Platten sind eingelassen, die Muttern in dieselben vertieft, so dass man nach der Restauration von der Eisenarmirung wenig sieht. Neubauten erhalten meist ein unter dem ganzen Gebäude durchgeführtes, etwa 2 Stein starkes Fundament aus Ziegelflachschichten, um welches die untere Verankerung sofort gelegt wird. Sodann werden die Mauern und Deckengewölbe des Kellergeschosses ausgeführt, wobei dicht unter der Kellerdecke die zweite Verankerung folgt. Die Anker legt man hierbei, nach Fig. 573, in die Mitte der Mauer, und wo Unterbrechungen in der Mauer vorkommen, werden dieselben durch geeignete Spreizen aus einander gehalten. Da der Querschnitt der Anker sich mit der Belastung dieser gemauerten Tragwände vermindert, so führt man die Wände der Obergeschosse in möglichst leichter Bauart aus, meist Holzfachwerk, weil dieses durch seinen Verband gegen Beanspruchung auf Zug ziemlich gesichert ist.

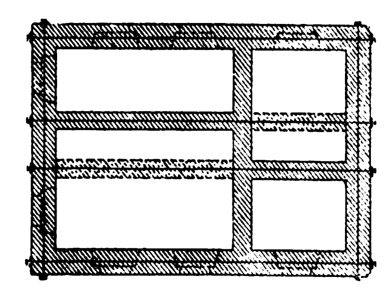


Fig. 573.

Bei gerissenen Gebäuden werden die Anker, nach Fig. 574, seitlich von den Mauern angeordnet und die dafür nöthigen Löcher durch die Mauern gestemmt. Bei *a* und *b* sind geeignete Spreizen aus Mauerwerk hergestellt, während bei *c* zur sichern Uebertragung der Zugkraft Kreuzbänder angewendet sind.

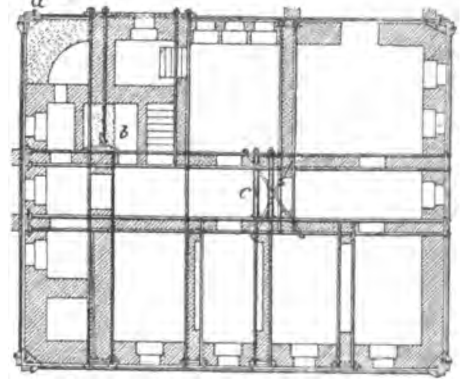


Fig. 574.

Die Bodensenkungen bei Grubenterrain sind erfahrungsmässig folgende: 1) Der Baugrund sinkt gleichmässig vertical abwärts; 2) er sinkt gleichmässig geneigt; 3) es bildet sich eine Erdspalte ohne Veränderung der Terrain-Neigung; 4) er nimmt eine concave oder 5) eine convexe Gestalt an, wobei gleichzeitig Erdspalten auftreten können; 6) ein Theil der Baugrundfläche bleibt unverändert, während der andere absinkt. Die ersten 3 Fälle sind nicht besonders gefährlich und hier schützt eine gute Verankerung; dagegen erfordern die Fälle 4 bis 6 entweder ein absolut steifes Fundament, oder eine Construction, welche so eingerichtet ist, dass sie der Senkung

bis zu einem gewissen Grade folgen kann und doch die Möglichkeit bietet, die horizontale Lage wieder herzustellen. Das steife Fundament würde sehr kostspielig werden, aber dafür kann man das Kellergeschoss durch Anker und Platten zu einem unverschieblichen Unterbau gestalten und dies ist das am meisten verbreitete und für Massivbauten brauchbare Prinzip.

Die andere Art hat Architekt Fritz Kunhenn an dem Mallinckrodt'schen Geschäftshause in Essen und an dem Schulgebäude in Rotthausen mit gutem Erfolge angewendet. Dabei besteht das Fundament- und Kellermauerwerk aus einzelnen Pfeilern, die, um das Eindringen des äusseren Erdreichs in die Keller zu verhindern, nur durch schwache Wände verbunden sind. Ist nun eine theilweise Senkung eingetreten, so werden letztere durchgeschlagen und Erdwinden eingesetzt, welche das obere Gebäude wieder in die horizontale Lage bringen und so lange darin erhalten, bis die gesunkenen Pfeiler neu aufgemauert sind. Um die Hebung zu ermöglichen, ist das ganze Gebäude oberhalb der Pfeiler in Eisenfachwerk construirt. An beiden Langseiten liegt zunächst je ein I-Träger schwersten Profiles, über denselben, durch einzelne Mittelpfeiler unterstützt, die Querträger, welche zugleich als Träger für die Kellerkappen dienen, daher an dieser Stelle keinen besonderen Geldaufwand verursachen. Auf diesem ruht in den Aussenmauern ein flaches U-Eisen, in gleicher Höhe ringsum laufend, welches zur Hälfte als Basis bezw. Schwelle für das Eisenfachwerk dient, zur andern Hälfte aber auch das Verblendungsmauerwerk unterstützt. Es ist nämlich hier verblendetes Fachwerk gewählt, durch welches ein doppelter Vortheil erreicht wird: einmal wird ein besseres Warmhalten für die Innenräume erzielt, dann aber auch wird die Eisenconstruction gegen die Temperatur-Veränderungen geschützt.

Inspector Braun in Saarbrücken sucht Bauten auf Grubenterrain dadurch von den Bodenbewegungen möglichst unabhängig zu machen bezw. etwa eingetretene Verschiebungen leicht wieder zu beseitigen, dass er Fundamente von geringer Höhe aber grosser Breite aus plattenförmigen Bruchsteinen herstellt, die mit einem 2 Stein starken, 4 bis 6 Schichten hohen Sockel aus Ziegeln abgeglichen werden. Zum Zusammhalten dieses Unterbaues kann man Bandeisenstreifen in Cementmörtel eingebettet in die Fugen legen. Auf diesen Unterbau legt man für die Umfassungswände die verdoppelte Schwellenlage, die mit Bolzen, Laschen, Winkelbändern etc. zu einem festen Ganzen hergestellt wird. Das auf den Schwellen stehende Fachwerk soll für jede Wand als ein unverschieblicher Gitter- oder Fachwerkträger construirt werden, und es sind die einzelnen Wände da, wo sie zusammentreten, möglichst unwandelbar mit einander zu verbinden; ebenso auch mit den Schwellen. Auch der Dachverband setzt sich aus unverschieblichen Systemen zusammen, die mit dem Gebälk fest verbunden werden. Kellerwände werden in gewöhnlicher Weise massiv erbaut und unter Benutzung von Eisenträgern mit Wellblech überdeckt. Blechrohre mit Thonröhren ummantelt dienen als Rauchleitungen und diese sollen frei auf der Zimmerdecke stehen. Jedenfalls sind mit diesen Constructionen die Möglichkeiten der Sicherung gegen Bodensenkungen noch nicht erschöpft.

§ 33. Breite der Brückenpfeiler und vortheilhafteste Anzahl der Brückenöffnungen.

Im Jahre 1876 stellte der Nieder-Rheinische Archit.- und Ing.-Verein an den Verband Deutscher Archit.- und Ing.-Vereine die Frage: „Welche Erfahrungen liegen vor in Betreff der zulässigen Minimaldimensionen für Pfeiler von Balkenträger-Brücken, insbesondere mit Rücksicht auf die Mittelpfeiler grosser Strombrücken?" Hierauf über-

reichte der Verein Strassburger Architekten und Ingenieure ein schriftliches Referat und eine graphische Zusammenstellung der Pfeilerdimensionen bestehender Balkenbrücken, in welcher die Lichtweiten als Abszissen, die Stärken der Pfeiler unter der obern Gesimsplatte als Ordinaten eingefügt sind. Es wurden hierin etwa 100 deutsche, 60 österreichische, 11 amerikanische und einige englische, holländische, russische, rumänische und italienische Brücken aufgenommen. Ein von verschiedenen Vereinen erstattetes Gutachten besagt, dass Erfahrungen über zu schwach ausgeführte Pfeiler, welche sich dementsprechend nicht bewährt hätten, nicht vorliegen; dass im Gegentheil die in Deutschland zur Ausführung gelangten Pfeiler im Allgemeinen zu stark construirt sind, und dass die Stärke der Pfeiler innerhalb gewisser constructiver Grenzen lediglich nach dem Auflagerdrucke zu bemessen sei *(Deutsche Bauzeitung 1877, S. 324).*

In Deutschland waren für die obere Pfeilerstärke besonders die Formeln von Becker und G. Meyer angewendet; bezeichnet l die Spannweite, h die Pfeilerhöhe und b die Pfeilerbreite in Metern, so lautet die Formel von Becker:

$$b = 0{,}76^{m} + 0{,}147\, h \sqrt[3]{\frac{l}{h}}$$

und die von Meyer *(Deutsche Bauzeitung 1874, S. 374):*

$$b = 1{,}5^{m} + \frac{l^2}{2000}$$

Prof. Dr. Fränkel glaubt, eine gute Formel müsse enthalten: 1 constantes Glied, dann die 1. Potenz der Spannweite, ferner ein Glied mit der 2. Potenz der Spannweite und endlich ein den Strom charakterisirendes Glied; demgemäss giebt er folgende Formel:

$$b = 0{,}26^{m} + 0{,}061\, l - 0{,}00058\, l^2 + 0{,}0009\, v\, h\, l$$

worin h den grössten Hochwasserstand über der Flusssohle und v die grösste Hochwassergeschwindigkeit bezeichnet. Diese Formel hat ausser dem gelehrten Ansehen wohl keinen Werth. Man erhält eine passende obere Breite der Strompfeiler nach folgender Formel:

$$b = 1^{m} + 0{,}03\, l$$

Für 30^{m} Spannweite würde man hiernach $1{,}9^{m}$, für 70^{m} Spannweite $3{,}1^{m}$ und für 100^{m} Spannweite 4^{m} obere Pfeilerbreite erhalten. Die so erhaltene Breite wird man nun nach dem Auflagerdrucke und nach der Festigkeit des angewendeten Stein- und Mörtelmaterials corrigiren müssen. Im Folgenden sind die Spannweiten und Pfeilerbreiten von einigen neueren Brücken gegeben, woraus die grosse Verschiedenheit in der Pfeilerabmessung hervortritt.

1) Elbbrücke bei **Aussig** *(vergl. Seite 288)* pneumatisch fundirt, Lichtweite = $71{,}2^{m}$, obere Pfeilerbreite = 3^{m}, untere = $3{,}9^{m}$, Höhe des Pfeilers über Flusssohle = $10{,}2^{m}$, höchster Wasserstand über Flusssohle = $8{,}5^{m}$, Geschwindigkeit pro Sec. = $2{,}5^{m}$, Gewicht von 1^{cbm} Mauerwerk = 2200 Kilogramm.
2) Elbbrücke bei **Tetschen**, pneumatisch fundirt $10{,}35^{m}$ unter Flusssohle, Lichtweite = $97{,}5^{m}$ obere Pfeilerbreite = $3{,}6^{m}$, Höhe des Pfeilers über Flusssohle = $15{,}78^{m}$, höchster Wasserstand über Flusssohle = $13{,}37^{m}$, Geschwindigkeit = $2{,}5^{m}$, Gewicht von 1^{cbm} Mauerwerk = 2200 Kilogramm.
3) Elbbrücke bei **Schandau**, auf Pfahlrost fundirt, Halbparabelträger mit 6^{m} Endhöhe, Lichtweite = 80 und 50^{m}, obere Pfeilerbreite = 4^{m}, untere = 6^{m}, Höhe des Pfeilers über Flusssohle = 12,8, höchster Wasserstand über Flusssohle = $11{,}6^{m}$, Geschwindigkeit = $2{,}75^{m}$ bis 3^{m}, Gewicht von 1^{cbm} Mauerwerk = 2200 Kilogramm.
4) Elbbrücke bei **Niederwartha,** auf Senkbrunnen fundirt, 3 Stein stark gemauert, Lichtweite = 60^{m}, obere Pfeilerbreite = 4^{m}, untere = $4{,}6^{m}$, Höhe des Pfeilers

über Flusssohle 12,42^{m}, höchster Wasserstand über Flusssohle 10,7^{m}, Geschwindigkeit = 2^{m}, Gewicht von 1^{cbm} Mauerwerk = 2260 Kilogramm.

5) Elbbrücke bei **Meissen**, auf Beton fundirt, Schwedlersche Träger, Lichtweite = 52,6^{m}, obere Pfeilerbreite = 4^{m}, untere = 5,6^{m}, Höhe des Pfeilers über Flusssohle = 12,4^{m}, höchster Wasserstand über Flusssohle = 10,7^{m}, Geschwindigkeit = 2 bis 2,5^{m}, Gewicht von 1^{cbm} Mauerwerk = 2250 Kilogramm.
6) Elbbrücke bei **Dömitz**, pneumatisch fundirt, Lichtweite = 65^{m}, obere Pfeilerbreite = 4,708^{m}.
7) Elbbrücke bei **Hohnstorf**, pneumatisch fundirt, Lichtweite = 100^{m}, obere Pfeilerbreite = 5^{m}, Lichtweite = 50^{m}, obere Pfeilerbreite = 3^{m}.
8) Weichselbrücke bei **Thorn**, auf Grundpfählen und Beton fundirt, Lichtweite = 94,156^{m}, obere Pfeilerbreite = 6,28^{m}, untere = 6,8^{m}, Lichtweite = 34,524^{m}, obere Pfeilerbreite = 3,77^{m}, untere = 4,11^{m}.
9) Donaubrücke bei **Wien**, für die neue Reichsstrasse, pneumatisch fundirt, Lichtweite = 81,7^{m}, obere Pfeilerbreite = 3,8.
10) Oderbrücke bei **Deutsch-Nettkow**, Lichtweite = 35,3^{m}, obere Pfeilerbreite = 2,5^{m}.
11) Rheinbrücke bei **Coblenz** (die ältere Bogenbrücke), Lichtweite = 96,7^{m}, Pfeilerstärke in Kämpferhöhe = 7,53^{m}.
12) Rheinbrücke bei **Coblenz** (die neue Bogenbrücke), Lichtweite = 107^{m}, Pfeilerstärke in Kämpferhöhe = 10,4^{m}.
13) Ruhrbrücke bei **Düssern** (Bogenbrücke), Lichtweite = 48^{m}, Pfeilerstärke in Kämpferhöhe = 6^{m}.
14) Mississippibrücke bei **St. Louis** (Bogenbrücke), Lichtweite = 158,5^{m}, Pfeilerstärke in Kämpferhöhe = 10,6^{m}.

An jeder Seite erhalten hohe Pfeiler von der Schafthöhe = h wegen der Belastungszunahme durch das Eigengewicht ein Böschungsverhältniss von 0,05 h bis 0,02 h, je nach dem Gewichte des Pfeilermaterials, meistens wird man 0,05 h nehmen können.

In Bezug auf die Vorköpfe der Brückenpfeiler sind nach exacten Versuchen des Ingenieurs Durand-Claye die rechteckigen Vorköpfe die unzweckmässigsten, indem sie zu bedeutenden Auskolkuugen stromauf, sowie zu continuirlichen seitlichen Auswaschungen Veranlassung geben. Die dreieckige Vorkopfform vermeidet fast vollständig die Auskolkungen an der Vorderspitze; dagegen treten hier die Auswaschungen desto bedeutender an den Bruchstellen auf, wo die Vorkopfflächen in die Pfeilerschaftflächen übergehen. Die halbkreisförmigen Vorköpfe halten die Mitte zwischen den beiden eben erwähnten. Eine Vorkopfform nach (Fig. 474) muss als die zweckmässigste anerkannt werden. Auf die Form des Hinterkopfes kommt es weniger an, doch ist hier die kreisförmige die beste *(Annales des ponts et chaussées 1873, I., S. 467 und Taf. 14).*

Bei Eisenbahnbrücken mit **eisernem** Ueberbau wird das gesammte **Eigengewicht** des Ueberbaues für **ein** Gleis gewöhnlich ausgedrückt durch die Formel:

$$g = n \cdot l + a$$

worin das erste Glied ein Product der Stützweite l in Metern, das letztere Glied eine Constante der Fahrbahn und der Aussteifungen bezeichnet. Im Mittel kann man, für g in Kilogrammen, $n = 25$ und $a = 500$ setzen, also $g = 25\,l + 500$ Kilogr. pro Meter Brückenlänge. Will man nun, bei gegebener Gesammtweite L einer Brücke, die öconomisch vortheilhafteste Spannweite l der Einzelöffnungen bestimmen, so hat man zuerst die Kosten K eines Mittelpfeilers in Mark zu ermitteln. Der fertig montirte eiserne Ueberbau kostet 20 bis 30 ℳ. pro Ctr., oder $k = 0,4$ bis 0,6 ℳ. pro 1 Kilogramm.

Der Ueberbau einer Brückenöffnung wiegt nun $(n \cdot l + a)\,l$, und kostet $(n \cdot l + a)\,l\,k$;

hierzu kommen die Kosten eines Mittelpfeilers. Für die Gesammtweite L sind $\frac{L}{l}$ Spannweiten erforderlich und da für jede Oeffnung ein Mittelpfeiler gerechnet ist, so muss für die Gesammtweite ein Pfeiler in Abzug gebracht werden; man erhält demnach, ohne Berücksichtigung der beiden Endpfeiler, für die Kosten W einer Ueberbrückung für **ein** Gleis den allgemeinen Ausdruck:

$$W = \frac{L}{l}\left[(n \cdot l + a)\, l \cdot k + K\right] - K$$

hieraus lässt sich leicht ableiten, dass die Baukosten ein Minimum werden, wenn:

$$l = \sqrt{\frac{K}{n \cdot k}}, \text{ oder } K = n \cdot k \cdot l^2 \text{ ist.}$$

Kostet z. B. ein Mittelpfeiler $K = 80000$ *M.* und 1 Kilogramm des Ueberbaues $k = 0{,}5$ *M.*, so ist für **ein** Gleis die vortheilhafteste Spannweite:

$$l = \sqrt{\frac{80000}{25 \cdot 0{,}5}} = 80^{m},$$

und für eine Brücke mit 2 Gleisen:

$$l = \sqrt{\frac{80000}{2 \cdot 25 \cdot 0{,}5}} = \text{rund } 57^{m}.$$

Wäre die Gesammtweite $L = 330^{m}$, so würde man im ersteren Falle 4 Oeffnungen, im letzteren Falle 6 Oeffnungen wählen, wenn besondere Fluss- oder Schifffahrtsverhältnisse keine Berücksichtigung erfordern.

Für **gewölbte** Brücken kann man die Breite der Mittelpfeiler am Kämpfer vorläufig bestimmen nach der Formel:

$$b = 0{,}5^{m} + 0{,}005\, l^2.$$

Bezeichnet man die Breite der massiven Brücke mit B und denkt man in der Gegend des Scheitels der obern Bogenbegrenzung eine Horizontale so gezogen, dass sie die Begrenzungslinie der unterhalb derselben concentrirt gedachten Mauermasse bildet; wird dann angenommen, dass diese Linie im Abstande $a\, l$ über dem Scheitel der Oeffnung liegt, so ist bei **Halbkreisbögen** der Inhalt J des Mauerwerks einer Oeffnung ausgedrückt durch:

$$J = l^2\left(\tfrac{1}{2} + a - \frac{\pi}{8}\right) B = l^2\,(0{,}11 + a)\, B.$$

Der Werth $(0{,}11 + a)\, B$ entspricht dem Coëfficienten n in der Gewichtsformel für **eiserne** Brücken. Da nun hier a eine Constante der Fahrbahn und der Aussteifungen bezeichnet, also ein Gewicht repräsentirt, welches nicht zu den Hauptträgern gehört und daher in die Formel für die vortheilhafteste Spannweite l nicht eintritt; da ferner die obige Formel für W keinerlei Voraussetzungen enthält, die für **massive** Brücken unzulässig wären, so kann die oben für l gefundene Formel auch hier benutzt werden, wenn man mit k die Kosten für 1^{cbm} Gewölbemauerwerk bezeichnet und für n den obigen Werth $(0{,}11 + a)\, B$ einsetzt.

Für 2 gleisige Brücken ist etwa $B = 8^{m}$ und für **Halbkreisbögen** ergiebt sich erfahrungsmässig ungefähr $a = \frac{1}{20}$, dann wird $(0{,}11 + a)\, B = 1{,}28$ und daher die vortheilhafteste Spannweite:

$$l = \sqrt{\frac{K}{1{,}28\, k}}$$

Für massive Brücken mit **Stichbögen** ist die Ermittelung in gleicher Weise wie oben anzustellen; die allgemeine Untersuchung ergiebt aber etwas weitläufige Formeln. Bei

